



João Pinheiro Nascimento

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Estudo de influência de reforço geossintético na capacidade resistente de uma fundação superficial

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Geotecnia

Orientador: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão

Júri:

Presidente: Prof. Doutora Ildi Cismasiu

Arguente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Vogal: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro, 2017

Estudo de influência de reforço geossintético na capacidade resistente de uma fundação superficial

Copyright ©João Pinheiro Nascimento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A realização deste trabalho não seria possível sem o contributo directo ou indirecto de certas pessoas, às quais quero agradecer de seguida.

Em primeiro lugar, não posso deixar de agradecer ao meu orientador, Professor Doutor Armando Manuel Nunes Sequeira Antão, pela sua disponibilidade, paciência e sentido prático com que sempre me orientou ao longo deste trabalho. Muito obrigado pelas correcções e sugestões, sem nunca me desmotivar.

Agradeço ainda a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da FCT-UNL pelo seu contributo para o meu percurso académico. Ao Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra e ao colega Nuno Deusdado pela disponibilidade na resolução de determinados problemas técnicos encontrados ao longo deste trabalho.

Um especial agradecimento a toda a minha família, o apoio incondicional que senti foi essencial para a conclusão desta dissertação.

À minha mãe, incansável desde sempre na minha formação pessoal e académica. Sem o seu esforço nada disto seria possível.

Ao meu irmão e ao meu pai, por me fazerem sentir que posso sempre contar com alguém, deram-me a segurança e a confiança necessárias para este desafio.

À minha avó Teresa, por inerentemente me dar motivação para nunca desistir deste percurso. Uma das maiores alegrias que posso ter é saber que me vê completar a formação académica.

Ao meu tio João e ao meu avô Rui, indirectamente fazem parte de todas as etapas pessoais e profissionais que ultrapasso e ultrapassarei. Tiveram uma influência preciosa na minha vida.

À minha namorada Vera, pelo apoio e presença que vim sentindo ao longo de todo este tempo.

Por último gostaria de agradecer aos meus amigos e colegas de curso, por toda o companheirismo e espírito de entreajuda demonstrados inúmeras vezes, em especial aos colegas André Lopes e Tiago Lobo pelas inúmeras horas de estudo em conjunto e ao colega Pedro Silva por toda a disponibilidade e ajuda prestada na realização deste documento.

Resumo

Esta dissertação tem como objectivo a proposta para um coeficiente na expressão da capacidade resistente de uma fundação superficial, relativamente à influência de um elemento de reforço geossintético no solo, em condições drenadas e não drenadas. Assume-se um carregamento centrado e vertical sobre uma sapata corrida. Para efectivar a referida proposta, recorreu-se ao programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos Mechpy, que implementa numericamente entre outros modelos, o teorema cinemático da análise limite. Foram obtidos valores para limites superiores das cargas de colapso e consequentemente para o coeficiente alvo de estudo. Geometricamente este estudo consiste num modelo bidimensional, a partir do qual foi analisada a influência do aumento progressivo da largura do reforço e da profundidade a que se considera o mesmo. Do ponto de vista mecânico foi analisada a influência das propriedades da interface existente entre o solo e o reforço e as propriedades mecânicas do solo de fundação.

Por fim, é realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos através do modelo numérico deste estudo com os resultados obtidos através de modelos laboratoriais e analíticos de outros autores encontrados ao longo da literatura. A proposta para o coeficiente da influência do reforço apresenta-se sob forma gráfica e com recurso a tabelas de dados.

Palavras-chave: fundação superficial; capacidade resistente; reforço geossintético; análise limite; teorema cinemático; elementos finitos

Abstract

This dissertation aims to propose a coefficient in the expression of the bearing capacity of a shallow foundation, relatively to the influence of geosynthetic reinforcement in the soil, in drained and undrained conditions. A centered and vertical loading over a strip footing is assumed. A program of automatic calculation based on the finite element method Mechpy is used, from which were obtained values for the upper limits of the collapse loads and consequently for the target coefficient, numerically implementing the kinematic theorem of limit analysis. Geometrically this study consists of a two-dimensional model, from which the influence of the progressive increase of the width of the reinforcement and its depth was analyzed. From the mechanical point of view, the influence of the properties of the interface between the soil and the reinforcement and the properties of the foundation soil was analyzed.

At last, a comparative analysis is performed between the results obtained through the numerical model used on the present study and the results obtained through laboratory and analytical models of other authors found in the literature. The proposal for the coefficient of influence of geosynthetic reinforcement is presented in graphic form and through data tables.

Keywords: shallow foundation; bearing capacity; geosynthetic reinforcement; limit analysis; kinematic theorem; finite elements

Conteúdo

1	Introdução	1
1.1	Motivação	1
1.2	Objectivos	1
1.3	Organização do trabalho	2
2	Fundamentos teóricos	3
2.1	Noções de plasticidade	3
2.1.1	Funções de cedência	5
2.1.2	Lei do escoamento plástico	7
2.2	Comportamento hidro-mecânico do solo	9
2.2.1	Comportamento drenado	9
2.2.2	Comportamento não drenado	9
2.3	Análise Limite	10
2.4	Fundações superficiais	12
2.5	Breve descrição de material geossintético no âmbito do reforço de estruturas	16
2.6	Interacção entre solo e reforço	17
2.7	Ferramentas utilizadas	19
3	Metodologia e validação da modelação do elemento de reforço e interface	23
3.1	Descrição da metodologia de modelação	23
3.2	Validação e descrição	24
3.2.1	Modelo experimental	24
3.2.2	Modelos numéricos	26
3.2.3	Resultados e conclusões	30
4	Caso de estudo	33
4.1	Definição do caso de estudo	33
4.2	Modelos numéricos	36
4.3	Validação dos modelos numéricos	41
4.3.1	Descrição	42

4.3.2	Resultados e conclusões	43
5	Apresentação e análise de resultados	49
5.1	Séries de cálculo	49
5.2	Solo de fundação com comportamento não drenado	50
5.3	Solo de fundação com comportamento drenado	57
5.4	Comparação de resultados com estudos experimentais existentes	79
5.5	Conclusões.....	86
6	Conclusões e desenvolvimentos futuros	91
	Bibliografia.....	93

Lista de Figuras

Figura 2.1 Lei de endurecimento isotrópico b) Lei de endurecimento cinemático (retirado de Natal e Diniz 2004)	4
Figura 2.2 Função de cedência de Mohr-Coulomb.....	5
Figura 2.3 Função de cedência de Mohr Coulomb representado no campo tridimensional em termos de tensões principais (adaptado de Chen 2013).....	6
Figura 2.4 Critério de cedência de Tresca	7
Figura 2.5 Representação geométrica da superfície de cedência de Tresca no espaço de tensões principais (adaptado de Chakrabarty 2012).....	7
Figura 2.6 Tipos de escoamento associado e não associado, respectivamente. (adaptado de Natal e Dinis 2004)	8
Figura 2.7 Representação tipo de uma sapata	12
Figura 2.8 Equipamento laboratorial de ensaio do arrancamento (Shi e Wang 2013).....	18
Figura 3.1 Elementos de barra presente no modelo de elementos finitos	23
Figura 3.2 Esquema da geometria adoptada para modelos numéricos do ensaio de arrancamento.....	27
Figura 3.3 Refinamento da malha de elementos finitos.....	28
Figura 3.4 Malha de elementos finitos dos modelos numéricos de ensaio de arrancamento	29
Figura 3.5 Condições de fronteira e carregamento impostas aos modelos numéricos referentes ao ensaio de arrancamento	29
Figura 3.6 Relação entre a tensão de corte máxima obtida na interface solo-reforço e tensão de confinamento aplicada, para uma areia com $Dr = 50\%$	30
Figura 3.7 Relação entre a tensão de corte máxima obtida na interface solo-reforço e tensão de confinamento aplicada, para uma areia com $Dr = 70\%$	30
Figura 3.8 Relação entre a tensão de corte máxima obtida na interface solo-reforço e tensão de confinamento aplicada, para uma areia com $Dr = 90\%$	31
Figura 3.9	32
Figura 4.1 Esquema do modelo bidimensional adoptado no presente estudo.....	36
Figura 4.2 Modelo bidimensional adoptado, com dimensões representadas.....	38
Figura 4.3 Restrições de deslocamentos impostas no modelo numérico.....	39
Figura 4.4 Profundidades consideradas para o elemento de reforço	39
Figura 4.5 Malha de elementos finitos do modelo numérico	41

Figura 4.6 Representação esquemática de modelos numéricos para validação da geometria adotada	43
Figura 4.7 Acréscimo da capacidade resistente da fundação em função da largura do reforço, (adaptado de Michalowski (2004))	44
Figura 4.8 Valores obtidos pelos modelos numérico e analítico, considerando comportamento não drenado do solo	44
Figura 4.9 Taxa de dissipação para um solo com comportamento não drenado e $q = 1$	45
Figura 4.10 Mecanismo de ruptura (retirado de Michalowski 2004)	46
Figura 4.11 Valores obtidos pelos modelos numérico e analítico, considerando comportamento drenado do solo	46
Figura 4.12 Taxa de dissipação para um solo com comportamento drenado e $\phi' = 30^\circ$	47
Figura 5.1 Séries de cálculos considerando um solo com comportamento não drenado	50
Figura 5.2 Séries de cálculos considerando um solo com comportamento drenado	50
Figura 5.3 Valores obtidos para o coeficiente g_{cu} , considerando comportamento não drenado do solo	52
Figura 5.4 Relações entre g_{cu} e K_{if}	54
Figura 5.5 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento não drenado, $dB = 0$ e $K_{if} = 0.6$	55
Figura 5.6 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento não drenado, $dB = 0.25$ e $K_{if} = 0.6$	56
Figura 5.7 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento não drenado, $dB = 0.5$ e $K_{if} = 0.6$	56
Figura 5.8 Valores obtidos para o coeficiente g_γ considerando $\phi' = 20^\circ$	59
Figura 5.9 Relações entre g_γ e K_{if} considerando um solo com $\phi' = 20^\circ$	61
Figura 5.10 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi' = 20^\circ$, $dB = 0$ e $K_{if} = 0.6$	62
Figura 5.11 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado, $\phi' = 20^\circ$, $dB = 0.25$ e $K_{if} = 0.6$	63
Figura 5.12 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi' = 20^\circ$, $dB = 0.5$ e $K_{if} = 0.6$	63
Figura 5.13 Valores obtidos para o coeficiente g_γ considerando $\phi' = 30^\circ$	66
Figura 5.14 Relações entre g_γ e K_{if} considerando um solo com $\phi' = 30^\circ$	68

Figura 5.15 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=30^\circ$, $dB = 0$ e $Kif = 0.6$	69
Figura 5.16 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=30^\circ$, $dB = 0.25$ e $Kif = 0.6$	70
Figura 5.17 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=30^\circ$, $dB = 0.5$ e $Kif = 0.6$	70
Figura 5.18 Valores obtidos para o coeficiente $g\gamma$ considerando $\phi'=40^\circ$	73
Figura 5.19 Relações entre $g\gamma$ e Kif considerando um solo com $\phi'=40^\circ$	75
Figura 5.20 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=40^\circ$, $dB = 0$ e $Kif = 0.6$	76
Figura 5.21 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=40^\circ$, $dB = 0.25$ e $Kif = 0.6$	77
Figura 5.22 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=40^\circ$, $dB = 0.5$ e $Kif = 0.6$	77
Figura 5.23 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Sakti e Das (1987), considerando solo com comportamento não drenado, $dB = 0.25$ e $dB = 0.5$	80
Figura 5.24 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Das et al. (1994), considerando solo com comportamento não drenado, $dB = 0.25$ e $dB = 0.5$	81
Figura 5.25 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Khing et al. (1993), considerando solo com comportamento drenado, $\phi'=40^\circ$, $dB = 0.25$ e $dB = 0.5$	83
Figura 5.26 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Das et al. (1994), considerando solo com comportamento drenado, $\phi'=40^\circ$, $dB = 0.25$ e $dB = 0.5$	84
Figura 5.27 Valores de gcu considerando solo com comportamento não drenado, $Kif = 0.8$ e $Kif = 1$	87
Figura 5.28 Valores de $g\gamma$ considerando solo com comportamento drenado e $Kif = 0.8$	89
Figura 5.29 Valores de $g\gamma$ considerando solo com comportamento drenado e $Kif = 1$	89

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 Factores N_c , N_{qe} N_y	15
Tabela 2.2 Factor N_y segundo Martin (2005)	15
Tabela 3.1 Variáveis envolvidas na série de análises considerada para comparação de resultados	25
Tabela 3.2 Características de resistência mecânica adoptadas para a interface solo-reforço, em função de K_{if}	27
Tabela 4.1 Parâmetros mecânicos adoptados para o solo de fundação.....	37
Tabela 4.2 Parâmetros mecânicos adoptados para a interface solo-reforço	37
Tabela 5.1 Valores obtidos para g_{cu} considerando a profundidade do reforço à superfície	51
Tabela 5.2 Valores obtidos para g_{cu} considerando a profundidade do reforço $dB = 0.25$	51
Tabela 5.3 Valores obtidos para g_{cu} considerando a profundidade do reforço $dB = 0.5$	52
Tabela 5.4 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço à superfície e $\phi' = 20^\circ$	58
Tabela 5.5 Valores obtidos para g_y considerando $dB = 0.25$ e $\phi' = 20^\circ$	58
Tabela 5.6 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $dB = 0.5$ e $\phi' = 20^\circ$	59
Tabela 5.7 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço à superfície e $\phi' = 30^\circ$	65
Tabela 5.8 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $dB = 0.25$ e $\phi' = 30^\circ$	65
Tabela 5.9 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $dB = 0.5$ e $\phi' = 30^\circ$	66
Tabela 5.10 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço à superfície e $\phi' = 40^\circ$	72
Tabela 5.11 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $dB = 0.25$ e $\phi' = 40^\circ$	72
Tabela 5.12 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $dB = 0.5$ e $\phi' = 40^\circ$	73
Tabela 5.13 Comparação com modelo experimental de Sakti e Das (1987), $dB = 0.33$	81
Tabela 5.14 Comparação com modelo experimental de Das <i>et al.</i> (1994)	82
Tabela 5.15 Comparação com modelo experimental de Khing <i>et al.</i> (1993).....	84

Tabela 5.16 Comparação com modelo experimental de Das <i>et al.</i> (1994)	85
Tabela 5.17 Comparação com modelo experimental de Huang e Tatsuoka (1990)	86
Tabela 5.18 Valores de g_{cu} considerando solo com comportamento não drenado, $K_{if} = 0.8$ e $K_{if} = 1$	87
Tabela 5.19 Valores de g_{γ} considerando solo com comportamento drenado e $K_{if} = 0.8$	88
Tabela 5.20 Valores de g_{γ} considerando solo com comportamento drenado e $K_{if} = 1$	88

Lista de Abreviaturas, Siglas e Símbolos

Siglas

BCR	<i>Bearing Capacity Ratio</i>
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologias
UNL	Universidade Nova de Lisboa
VTK	<i>Visualization ToolKit</i>

Letras Latinas Maiúsculas

B	largura da sapata
B_{ref}	largura do reforço geossintético
D	altura da sapata
D_r	densidade relativa
E_r	erro relativo
F_i	forças volúmicas
H_{solo}	altura do solo de fundação
K_{if}	coeficiente de interface
L	comprimento da sapata
L_c	comprimento das caixas ensaio do arrancamento
L_{solo}	comprimento do solo de fundação
N_c	factor adimensional da capacidade resistente de uma fundação superficial associado à coesão
N_q	factor adimensional da capacidade resistente de uma fundação superficial associado à sobrecarga
N_γ	factor adimensional da capacidade resistente de uma fundação superficial associado ao peso volúmico do solo
Q	função de potencial plástico
T_i	carregamento exterior
T_p	f orça de arrancamento máxima
$Valor_{exp}$	valor obtido com recurso ao modelo experimental
$Valor_{num}$	valor obtido com recurso ao modelo numérico

Letras Latinas Minúsculas

b	comprimento do reforço
c'	intercepto de coesão ou coesão efectiva
c_u	resistência ao corte não drenada
c_{uif}	resistência ao corte não drenada da interface
d	profundidade do reforço
e_{if}	espessura da interface
f	função de cedência
g_{cu} drenada	coeficiente de influência do reforço associado à resistência ao corte não drenada
g_γ	coeficiente de influência do reforço associado ao peso volúmico
h_{ci}	altura da caixa inferior do equipamento do ensaio do arrancamento
h_{cs}	altura da caixa superior do equipamento do ensaio do arrancamento
h_{sapata}	altura da sapata
p	tensão de confinamento
$q_{c/ref}$	capacidade resistente de uma fundação com reforço
q_r	capacidade resistente de uma fundação
$q_{s/ref}$	capacidade resistente de uma fundação sem reforço
s_γ, s_q, s_c	factores de forma da expressão da capacidade resistente
i_γ, i_q, i_c	factores de inclinação da carga da expressão da capacidade resistente
d_γ, d_q, d_c	factores de profundidade da expressão da capacidade resistente
b_γ, b_q, b_c	factores de inclinação da base da sapata
f_γ, f_q, f_c	factores de inclinação do solo de fundação
u^*	deslocamento virtual
u_{1x}, u_{1y}	deslocamentos no nó 1
u_{2x}, u_{2y}	deslocamentos no nó 2

Letras Gregas Maiúsculas

Γ_Ω	fronteira de um corpo
ϕ'	ângulo de resistência ao corte efectivo
Ω	domínio de um corpo

Letras Gregas Minúsculas

α	estado de endurecimento do material
γ	peso volúmico do solo
γ^*	peso volúmico dependente do nível freático
ε	tensor das deformações
ε^e	componente elástica do tensor das deformações
ε^p	componente plástica do tensor das deformações
μ	coeficiente de resistência ao corte da interface
σ	tensor das tensões
τ	tensão de corte
τ_p	tensão de corte nas faces do reforço geossintético

1 Introdução

1.1 Motivação

O uso de materiais geossintéticos como elemento de reforço para contribuir para o melhoramento da resistência mecânica de uma fundação superficial tem sido proposto por diversos autores ao longo do tempo. Em particular nas últimas décadas a utilização destes materiais tem permitido soluções melhores do que as alternativas convencionais utilizadas em diversos problemas solucionados pela Engenharia Civil. Em diversos tipos de obras geotécnicas são comumente utilizadas técnicas de melhoramento de solo envolvendo os geossintéticos, razão pela qual o estudo das propriedades destes e da sua interacção com o solo é de grande importância.

Diversas investigações têm sido realizadas para estudar a interacção entre o solo e o reforço de material geossintético, pois um entendimento das propriedades mecânicas envolvidas nesta interacção é essencial para efeitos de análise do comportamento de estruturas reforçadas com geossintéticos. Estes parâmetros tornam-se igualmente importantes para a modelação numérica do comportamento de um solo de fundação reforçado.

A motivação inerente a este trabalho é a tentativa de quantificar a influência que estes elementos representam num solo de fundação sobre o qual assenta uma sapata, para as condições enunciadas ao longo do trabalho, de forma a contribuir para um melhor entendimento deste tema.

1.2 Objectivos

Nesta dissertação pretende-se analisar a influência que um elemento de reforço geossintético exerce na capacidade resistente de uma sapata, solicitada por uma acção vertical e centrada, assente em solo com comportamento drenado e não drenado. Através desta análise, é proposta a introdução de um coeficiente na expressão da capacidade resistente de uma sapata corrida. Para a determinação do valor deste coeficiente recorreu-se a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos *Mechpy*, através do qual foi possível obter valores majorantes das cargas de colapso da fundação reforçada.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho encontra-se estruturado em 6 Capítulos. O presente Capítulo consiste num breve enquadramento do tema do trabalho, objectivos do mesmo e organização.

No **Capítulo 2** definem-se os fundamentos teóricos tidos em conta ao longo do trabalho.

No **Capítulo 3** é descrita a metodologia da modelação do elemento de reforço e respectiva validação.

No **Capítulo 4** definem-se os modelos numéricos de elementos finitos utilizados e são descritos os programas utilizados ao longo do trabalho. É igualmente apresentada a validação dos modelos numéricos utilizados.

No **Capítulo 5** começa-se por se descrever as séries de cálculo envolvidas neste estudo. Posteriormente realiza-se a apresentação e análise dos resultados obtidos, assim como a sua comparação com resultados existentes na literatura e respectivas conclusões.

Por fim, no **Capítulo 6** são apresentadas conclusões gerais deste trabalho e é realizada uma proposta para estudos futuros.

2 Fundamentos teóricos

A determinação de cargas de colapso tem assumido desde sempre um papel essencial no dimensionamento estrutural da Engenharia Civil. A determinação das cargas de colapso, que historicamente era feita de forma analítica e por vezes experimental, sofreu uma autêntica revolução com o advento dos programas de cálculo automático, ao possibilitar resolver determinados problemas com resolução analítica complexa ou até impossível de obter.

Os elementos de reforço estrutural, tais como os materiais geossintéticos, são cada vez mais utilizados com o objectivo de conferir às estruturas um aumento da capacidade resistente da fundação. Este trabalho surge neste contexto, no sentido em que será estudado o contributo deste tipo de reforço para o aumento da capacidade resistente de fundações superficiais. Neste capítulo é apresentado um enquadramento teórico desta dissertação, com o principal objectivo de ser possível descrever de forma completa o problema em análise.

2.1 Noções de plasticidade

Para muito pequenas deformações o solo exhibe um comportamento elástico. As deformações ao excederem um determinado valor levam à sua irreversibilidade e deste modo o solo entra em comportamento elasto-plástico. Esta transição de comportamento elástico para elasto-plástico, é possível de ser definido com recurso à Teoria da Plasticidade. O aparecimento da componente plástica do comportamento de um material pode ser definido pelo estado de tensão através da sua função de limite elástico, também denominada função de cedência. Esta função, na sua forma básica, apresenta a seguinte expressão:

$$f(\sigma) \leq 0 \quad (2.1)$$

Desta forma, estabelece-se uma superfície de limite elástico, ou superfície de cedência, $f(\sigma) = 0$, que separa um grupo de valores de tensão para os quais o material apresenta comportamento elástico, e um outro para o qual o material apresenta comportamento plástico.

A função de cedência de um determinado material é definida com recurso a uma função escalar do tensor das tensões. De forma a ocorrerem deformações plásticas, é necessário que o estado de tensão se encontre sobre a superfície de cedência, isto é, é necessário que se verifique a igualdade da condição 2.1 e que haja um carregamento. Caso isto não aconteça, o material apresenta localmente um comportamento em regime elástico.

Pode ser admitida a hipótese que a superfície de cedência inicial sofra alterações, após se verificarem deformações plásticas. Esta pode estar sujeita a fenómenos de dilatação ou

contração, apesar de manter a forma e origem no espaço das tensões. Desta forma surge o endurecimento isotrópico e o amolecimento. O endurecimento observa-se como sendo um fenómeno consequente da dilatação da superfície, e traduz, genericamente, um aumento da resistência do material (Figura 2.1). O amolecimento por sua vez observa-se como sendo fenómeno consequente da contração, e traduz, genericamente, uma diminuição da resistência do material. Existe também o fenómeno do endurecimento cinemático, em que a superfície de cedência do material em questão sofre apenas translações, mantendo-se a sua geometria inicial. Tendo isto em conta, chega-se à conclusão que a superfície de cedência de um material não depende apenas do estado das tensões, assim como também do estado de endurecimento a que o material está sujeito, o que leva a que de forma mais geral a expressão 2.1 se apresente da seguinte forma:

$$f(\sigma, \alpha) = 0 \quad (2.2)$$

No presente estudo, considera-se que o material apresenta um comportamento perfeitamente plástico. Ignoram-se deste modo, os fenómenos de endurecimento e amolecimento. Desta forma, a função de cedência torna-se independente do parâmetro α , de maneira a que os pontos no interior permanecem em estado de regime elástico, ao contrário dos pontos sobre a superfície que se encontram no estado plástico.

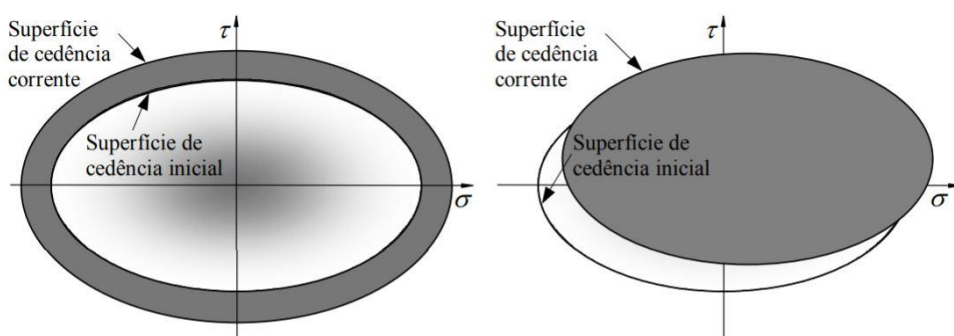


Figura 2.1 Lei de endurecimento isotrópico b) Lei de endurecimento cinemático (retirado de Natal e Diniz 2004)

Existem ainda os modelos mistos, em que ocorre a mistura do modelo cinemático e isotrópico. De seguida apresentam-se as funções de cedência de Mohr-Coulomb e de Tresca. Estas funções são as mais comumente utilizadas na modelação da resistência do solo, em condições drenadas no caso do critério de cedência de Mohr Coulomb e em condições não drenadas no caso do critério de cedência de Tresca. Apresentam-se apenas estas duas, tendo em conta que são as utilizadas no presente estudo para modelar o solo e que são geralmente utilizadas nesse sentido.

2.1.1 Funções de cedência

Função de cedência de Mohr-Coulomb

Estando perante um carregamento em condições drenadas, considera-se que o escoamento plástico ocorre quando numa faceta de um elemento infinitesimal do corpo em questão, a tensão de corte (τ) atinge um valor que depende linearmente da tensão efectiva (σ') e da coesão efectiva ou intercepto de coesão (c').

Expressando esta condição através da equação sugerida por Coulomb (1773), obtém-se:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.3)$$

em que ϕ' é o ângulo de resistência ao corte e c' é a coesão efectiva, parâmetros responsáveis pela caracterização da resistência do solo. A sua representação gráfica pode ser observada na Figura 2.2.

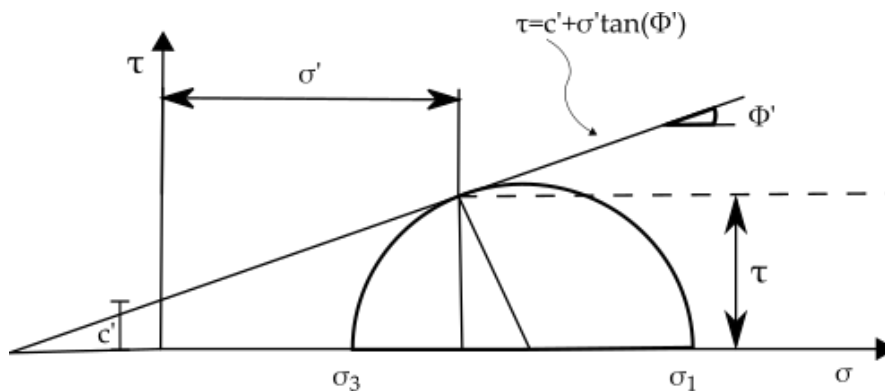


Figura 2.2 Função de cedência de Mohr-Coulomb

A função de cedência pode ser expressa em termos de tensões principais apropriados para análise de problemas tridimensionais, com recurso à representação gráfica das tensões. Quando as componentes das tensões principais, σ_1' , σ_2' e σ_3' são utilizadas como coordenadas, a curva de cedência em representações bidimensionais passa a ser a superfície de cedência de Mohr-Coulomb em representação tridimensional. Na Figura 2.3 encontra-se representada esta superfície.

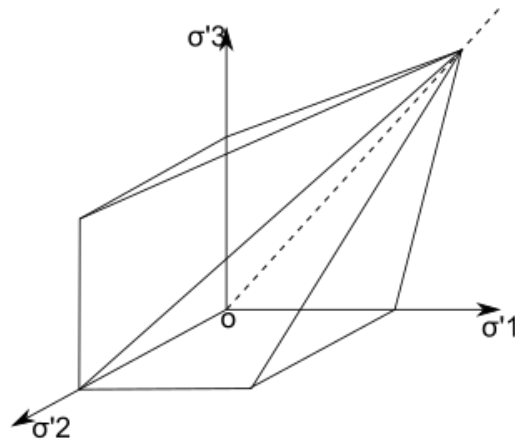


Figura 2.3 Função de cedência de Mohr Coulomb representado no campo tridimensional em termos de tensões principais (adaptado de Chen 2013)

As relações geométricas observadas no diagrama de Mohr-Coulomb permitem obter a seguinte função de cedência, caracterizada através de tensões principais:

$$f = \sigma'_1(1 - \sen \phi') - \sigma'_3(1 + \sen \phi') - 2c' \cos \phi' \quad (2.4)$$

Caso esta condição seja nula e o corpo se encontre perante um carregamento, ocorre escoamento plástico. Caso seja negativa, corresponde a um comportamento elástico. Não é considerada a situação em que a condição é superior a zero.

Função de cedência de Tresca

Esta função de cedência corresponde a um caso respondendo em condições não drenadas. Esta análise é feita em termos de tensões totais. A função de cedência de Tresca adopta a seguinte forma:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 - 2c_u \quad (2.5)$$

onde c_u representa a resistência ao corte não drenada do material e σ_1 e σ_3 são as tensões principais. A representação deste critério pode ser observado na Figura 2.4.

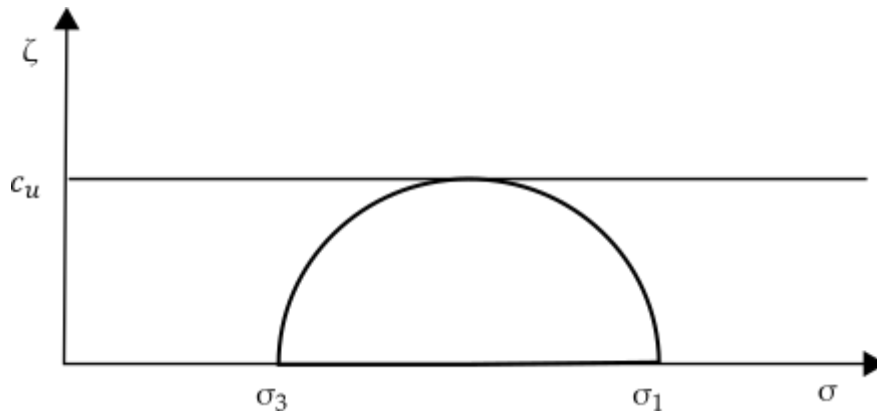


Figura 2.4 Critério de cedência de Tresca

A superfície de cedência correspondente a este critério no espaço tridimensional, definido pelas tensões principais, σ_1 , σ_2 e σ_3 , adopta a forma de um prisma hexagonal, em vez de uma pirâmide como observado no critério de cedência de Mohr-Coulomb. Na Figura 2.5 pode-se observar a superfície de cedência acima descrita.

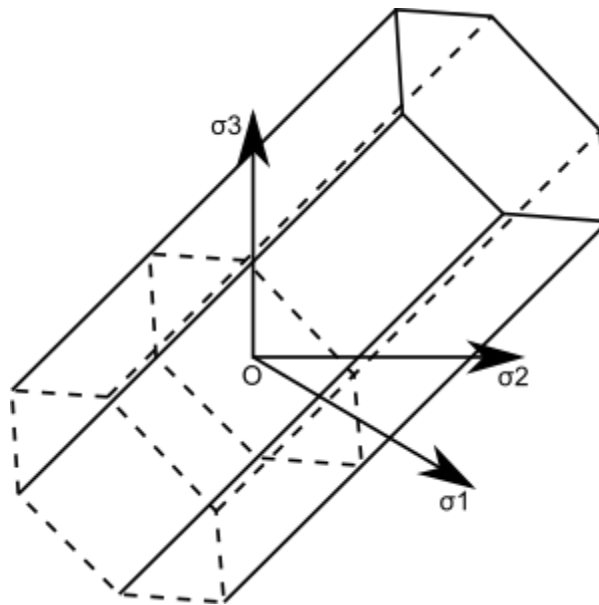


Figura 2.5 Representação geométrica da superfície de cedência de Tresca no espaço de tensões principais (adaptado de Chakrabarty 2012)

2.1.2 Lei do escoamento plástico

A teoria da elasto-plasticidade envolvendo pequenas deformações, permite relacionar incrementos infinitesimais de tensão com incrementos infinitesimais de deformação. O tensor das deformações é regularmente decomposto na soma de uma componente elástica $d\epsilon^e$ com a outra componente plástica $d\epsilon^p$ (Natal e Dinis 2004):

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p \quad (2.6)$$

em que $d\varepsilon^e$ representa todas as deformações elásticas que ocorreram num determinado material e $d\varepsilon^p$ todas as deformações plásticas residuais que possam permanecer no material após o carregamento. É possível estabelecer uma relação entre as deformações elásticas e o campo de tensões, através das seguintes equações:

$$\sigma = C^e \varepsilon^e \quad (2.7)$$

Nesta expressão, C^e representa o tensor de quarta ordem que contém as características elásticas, ε^e representa o campo das deformações elásticas do material e σ o campo de tensões.

No entanto, ao se entrar em regime plástico deixa de ser possível estabelecer uma relação entre o campo de deformações plásticas e o campo de tensões. A lei do escoamento plástico pode ser obtida considerando que o incremento da deformação plástica deriva de uma função potencial. A função potencial $Q(\sigma)$ é função escalar do tensor das tensões. A partir do potencial referido podem ser determinados os incrementos de deformação plástica, com recurso à derivação parcial em ordem às componentes do tensor das tensões (Natal e Dinis 2004). Esta relação pode ser equacionada da seguinte forma:

$$d\varepsilon^p = d\gamma \frac{dQ}{d\sigma} \quad (2.8)$$

em que $d\gamma$ é uma constante de proporcionalidade denominada multiplicador plástico, com valor sempre superior a zero. Esta condição garante que a taxa de deformações plásticas é normal à superfície do potencial $Q(\sigma)$ do ponto de vista geométrico. O intervalo de valores que $d\gamma$ pode assumir permite que o sentido das deformações plásticas ocorram só para o exterior da superfície. Verificando-se que a função de cedência coincide com a função de potencial plástico, isto é, verificada a condição $Q(\sigma) = f(\sigma)$, está-se perante uma lei de plasticidade dita associada. O mesmo encontra-se representado na Figura 2.6. No presente estudo foi utilizada uma lei de fluxo associada. Garantiu-se desta forma que a condição de normalidade fosse verificada em todos os pontos do espaço de tensões.

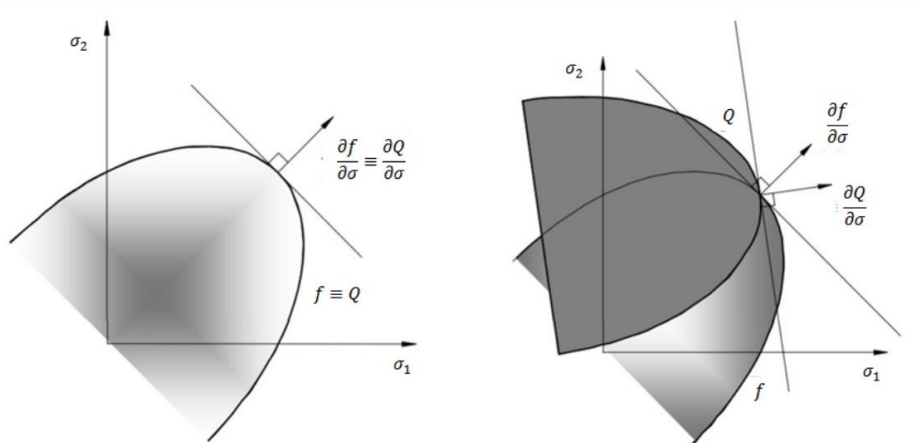


Figura 2.6 Tipos de escoamento associado e não associado, respectivamente. (adaptado de Natal e Dinis 2004)

2.2 Comportamento hidro-mecânico do solo

O comportamento de um solo é influenciado pela existência de água nos seus interstícios assim como pela permeabilidade do mesmo. Outro factor que influencia o comportamento do solo perante um carregamento é o tempo de aplicação deste último. Reunidos estes factores numa determinada situação de carregamento de solo, é então possível, através do modo como este se comporta em termos de volumetria, designar o tipo de comportamento hidro-mecânico associado.

Apurado o tipo de comportamento do solo, é então possível realizar a modelação do mesmo com recurso a um dos critérios de cedência geralmente utilizados para esse mesmo carregamento.

2.2.1 Comportamento drenado

Considerando este tipo de comportamento hidro-mecânico do solo, em que o mesmo tem a capacidade de drenar a água no seu interior tendo em conta o tempo de aplicação da carga, a variação das pressões intersticiais pode ser desprezada. Nestas condições, perante um determinado carregamento, as partículas sólidas do solo suportam as cargas, sendo que a variação da tensão efectiva é igual à variação da tensão total. Este tipo de comportamento está associado a solos que têm uma permeabilidade elevada, o que permite a dissipação do aumento das pressões intersticiais durante o processo de carregamento.

É geralmente utilizada a função de cedência de Mohr-Coulomb para modelar solos sujeitos a carregamentos desta natureza.

2.2.2 Comportamento não drenado

Considerando este tipo de comportamento mecânico do solo, em que o mesmo devido à sua baixa permeabilidade e ao tempo de aplicação da carga, não tem a capacidade de drenar a água no seu interior durante o carregamento, tem de se ter em conta a variação das pressões intersticiais. A água tem a capacidade muito reduzida de percolar através dos vazios do solo, e como tal, acaba também por suportar uma certa parte do carregamento. É associado a um carregamento realizado a volume constante.

Perante este tipo de carregamentos, é geralmente utilizada a função de cedência de Tresca para modelar o comportamento dos solos.

2.3 Análise Limite

A Análise Limite é um método bastante utilizado na determinação de cargas de colapso de sistemas mecânicos, baseando-se na Teoria da Plasticidade. Considera-se que um sistema mecânico atinge um carregamento limite, bastante próximo da sua carga de colapso, sempre que ocorram elevadas deformações plásticas na estrutura.

Na análise limite considera-se que o material apresenta uma relação tensão-deformação do tipo elástico perfeitamente plástico, ou de forma equivalente, rígido-perfeitamente plástico. Considera-se ainda que o material tem lei de fluxo associada e que é válida a regra de normalidade na determinação do escoamento plástico (Chen 2013). É ainda necessário admitir-se a hipótese dos pequenos deslocamentos.

Determinados teoremas presentes na Análise Limite que permitem a obtenção de minorantes/majorantes para as cargas de colapso de um sistema mecânico são o Teorema Estático e Teorema Cinemático, respectivamente. O Teorema da Unicidade diz que para um determinado carregamento exterior, se for possível verificar os teoremas referidos anteriormente está-se perante o carregamento limite.

Teorema estático ou da Região Inferior

De acordo com o teorema estático, caso exista um campo de tensões internas que equilibre as forças exteriores aplicadas num corpo e em nenhum ponto for excedida a resistência do material, estamos presentes um caso em que as forças aplicadas são suportadas pela estrutura e consequentemente não provocam o colapso. Este teorema permite ignorar a condição de compatibilidade, e obter o valor para a carga minorante de colapso (adaptado de Guerra 2012).

Para que um corpo se possa assumir estaticamente em equilíbrio, têm de se verificar as seguintes equações:

$$-T_i = \sigma_{ji} n_j \quad \text{Em } \Gamma_\Omega \quad (2.9)$$

em que Γ_Ω se refere à superfície de contacto com o carregamento T_i , n é a normal exterior da superfície onde é aplicado o carregamento e σ_{ji} o tensor das tensões. É também necessário que as equações seguintes verifiquem:

$$\frac{\delta \sigma_{ji}}{\delta x_j} - F_i = 0 \quad \text{Em } \Omega \quad (2.10)$$

em que Ω se refere ao interior do corpo e F_i são forças volúmicas.

Teorema cinemático ou da Região Superior

De acordo com o teorema cinemático, dado um conjunto de forças que solicitam uma estrutura, caso seja possível atribuir à estrutura um campo de deslocamentos compatível, para o qual o trabalho das forças exteriores seja superior ao trabalho das tensões internas, a estrutura em questão não conseguirá suportar as forças exteriores impostas à mesma, ocorrendo o colapso. Este teorema ignora a condição de equilíbrio e permite obter majorantes para a carga de colapso.

Para que seja possível obter este limite superior da carga limite última requer-se um conjunto de condições:

- Cálculo do trabalho dissipado pela deformação plástica nas regiões que formam o mecanismo compatível
- Cálculo do trabalho das forças exteriores devido aos deslocamentos definidos pelo mecanismo assumido.
- Utilização do princípio dos trabalhos virtuais na obtenção do valor de aproximação da região superior da carga de colapso
- Assunção de um mecanismo de colapso válido que satisfaça as condições de fronteira

Segundo este teorema, para um dado mecanismo virtual compatível, equacionar o trabalho das forças exteriores ao trabalho das tensões internas permite obter um limite superior da carga de colapso. Para tal, é necessário calcular o trabalho realizado pelas tensões internas e pelas forças exteriores para um incremento de deslocamento virtual que garanta as condições de compatibilidade. O sistema de forças exteriores causa o colapso caso se já verificada a seguinte equação:

$$\int_{\Gamma_{\Omega}} T_i u^* d\Gamma_{\Omega} + \int_{\Omega} F_i u^* d\Omega = \int_{\Omega} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^p d\Omega \quad (2.11)$$

em que a parcela do lado esquerdo corresponde ao trabalho das forças exteriores, e a do lado direito corresponde ao trabalho das tensões internas. Na expressão anteriormente apresentada T_i e F_i são forças exteriores, u^* o deslocamento virtual, σ_{ij} o tensor de tensões e ε_{ij}^p o tensor de deformações plásticas.

2.4 Fundações superficiais

Em geral todas as obras ligadas à Engenharia Civil são causadoras de cargas necessitando de serem transmitidas ao terreno de fundação. Caso o terreno mais superficial tenha boas características mecânicas, pode-se recorrer às denominadas fundações superficiais, ou directas, para a transmissão das cargas. Assim, por fundação superficial entende-se a que transmite as cargas de uma determinada estrutura para o maciço de fundação, a uma profundidade relativamente pequena ou mesmo nula. Estas fundações podem tratar-se de sapatas ou ensoleiramentos, por exemplo.

Caso o terreno não possua as características mecânicas necessárias para se recorrer à solução anteriormente mencionada, a transmissão das cargas ao terreno passa pela implementação de fundações profundas ou indirectas. Por fundação profunda entende-se a que transmite as cargas de uma determinada estrutura para o maciço de fundação a uma profundidade significativamente grande, recorrendo-se usualmente a estacas para este efeito. No presente estudo apenas se faz a análise da capacidade resistente de fundações directas, em particular sapatas corridas, pelo que se sumarizam as características destas nas secções que se seguem, relativamente ao cálculo da estimativa da sua capacidade resistente. Estas são fundações com uma dimensão significativamente superior a outra, isto é, comprimento significativamente superior à sua largura. A Figura 2.7 representa duas fundações desta natureza.

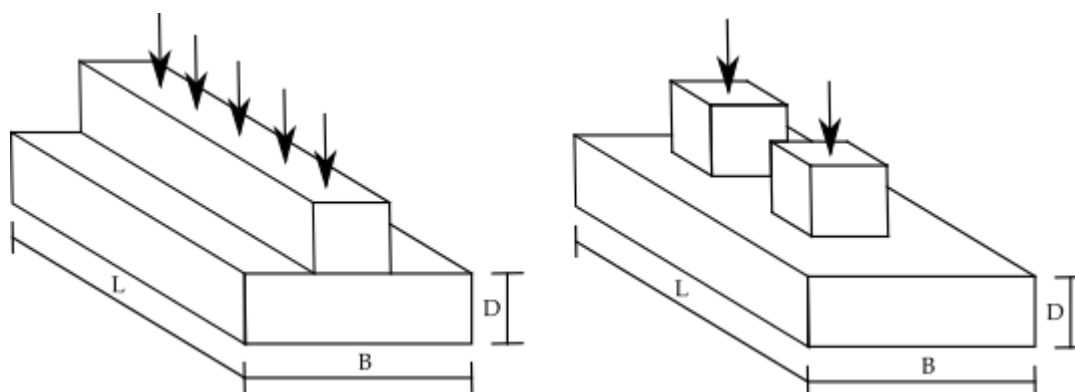


Figura 2.7 Representação tipo de uma sapata

em que B é a largura da sapata, L o seu comprimento e D a sua altura.

De seguida apresentam-se as diferentes soluções definidas para o cálculo resistente de fundações superficiais, propostas por diferentes autores.

Soluções para cálculo da capacidade resistente de uma fundação superficial

Não existe uma solução matemática exacta para a determinação da capacidade resistente de uma fundação superficial, mas sim diversas soluções aproximadas existente na literatura, obtidas no âmbito da Teoria da Plasticidade. Desta forma, realiza-se de seguida uma descrição

das diferentes soluções propostas, de forma a justificar qual a solução escolhida para o presente estudo.

A teoria de Terzaghi parte de considerações semelhantes às de Prandtl (1921), relativas à ruptura plástica dos metais por punçoamento. Terzaghi (1944) sistematizou as soluções para a determinação da capacidade resistente de fundações superficiais. A sua formulação (referente a sapatas corridas sujeitas a carregamento vertical e centrado) contempla os efeitos da coesão efectiva, da resistência ao corte do solo e da profundidade a que se encontra a base da fundação. Este autor desenvolveu formulações para o caso de a fundação se tratar de uma sapata contínua, ou de uma sapata rectangular. A expressão proposta para cálculo da capacidade resistente de sapatas contínuas é a seguinte:

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c' N_c \quad (2.12)$$

Onde γ é o peso volúmico do solo de fundação, B é a largura da sapata, q é a sobrecarga existente sobre o terreno, c' é a coesão efectiva e N_γ , N_q e N_c são os factores de capacidade resistente.

Conforme o solo de fundação apresente um comportamento drenado ou não drenado, a análise da capacidade de carga de uma fundação superficial sobre o qual esta assenta apresenta algumas variações. Quando a análise é realizada tendo em conta tensões totais, correspondendo a um carregamento de um solo de fundação com comportamento não drenado, a equação 2.12 apresenta-se da seguinte forma:

$$q_r = c N_c + q = c_u (\pi + 2) + q \quad (2.13)$$

Em que c_u representa a resistência ao corte não drenada do solo e q a tensão total vertical ao nível da base da fundação. Prandtl (1921) demonstrou que nestas condições a solução exacta de N_c é $(\pi + 2)$. N_q é igual a 1 e N_γ é inexistente nesta expressão.

De maneira genérica, as análises realizadas em tensões totais são utilizadas essencialmente em situações de carregamento em solos com comportamento não drenado. A dissipação de pressão intersticial realiza-se lentamente, pelo que para análises deste âmbito considera-se que a dissipação é inexistente.

Por outro lado, fazendo a mesma análise mas em termos de tensões efectivas, a equação 2.12 adopta a seguinte forma:

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma + q' N_q + c' N_c \quad (2.14)$$

onde q' representa a tensão efectiva vertical ao nível da base da sapata, c' representa a coesão efectiva, γ^* é o peso volúmico do solo em tensões efectivas tendo em conta o

posicionamento do nível freático. Os coeficientes N_γ , N_q e N_c são obtidos utilizando o ângulo de resistência ao corte em termos de tensões efectivas ϕ' .

A solução proposta por Terzaghi (1944) não toma em consideração as situações em que o carregamento é excêntrico, inclinado e em que a fundação tenha desenvolvimento finito. Outros factores correctivos não são considerados, tais como a inclinação da própria sapata e a resistência ao corte do solo acima da base da fundação.

Meyerhof (1963) propôs uma solução para cálculo da capacidade resistente de fundações superficiais bastante idêntica com a solução proposta por Terzaghi, considerando factores adicionais de forma s , factores de profundidade d e factores de inclinação de carga i . A expressão fica:

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + q' N_q s_q d_q i_q + c' N_c s_c d_c i_c \quad (2.15)$$

Hansen (1970) propôs uma solução para cálculo da capacidade resistente de fundações superficiais idêntica à de Meyerhof, introduzindo dois novos coeficientes à equação, o factor de inclinação da base da sapata b e o factor da inclinação do solo de fundação f . Os valores dos coeficientes propostos por Hansen são mais conservativos, relativamente aos mesmos propostos por Meyerhof. A equação fica desta forma:

$$q_r = \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma f_\gamma + q' N_q s_q d_q i_q b_q f_q + c' N_c s_c d_c i_c b_c f_c \quad (2.16)$$

Vesic (1974) propôs uma solução para cálculo da capacidade resistente de fundações superficiais baseado na solução apresentada por Hansen. As expressões de Vesic para o cálculo dos factores de inclinação da carga, da base da sapata e do solo de fundação são mais conservativas do que as de Hansen. Esta solução deu origem à expressão do Eurocódigo 7. A expressão obtida por Vesic fica igual à proposta por Hansen (1970), sendo que as diferenças residem nas expressões propostas para cálculo dos factores que a constituem.

Entre todas as equações de capacidade resistente revistas, as três mais comumente utilizadas são referentes às soluções propostas por Terzaghi, Meyerhof e Vesic.

Relativamente aos factores de capacidade de carga N_q , N_c e N_γ o trabalho pioneiro de Prandtl (1921) e Reissner (1924) permitiu estabelecer soluções exactas para os dois primeiros, que se apresentam da seguinte forma:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (2.17)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) \quad (2.18)$$

No entanto, relativamente ao factor N_y não existe o mesmo consenso, e cada uma das seguintes expressões tem os seus apoiantes. A expressão 2.19 foi proposta por Meyerhof (1963), a expressão 2.20 por Hansen (1970) e a expressão 2.21 por Vesic (1974).

$$N_y = (N_q - 1) \tan 1.4\phi' , \quad (2.19)$$

$$N_y = 1.5(N_q - 1) \tan \phi' , \quad (2.20)$$

$$N_y = 2(N_q - 1) \tan \phi' , \quad (2.21)$$

Tendo em conta que a expressão proposta por Vesic (1974) corresponde à que se encontra no Eurocódigo 7 de seguida é apresentada uma tabela com os valores de N_y obtidos com recurso a essa mesma expressão. Para os restantes factores N_c e N_q são utilizadas as expressões anteriormente apresentadas. É necessário ter em conta, tal como já foi referido, que as soluções propostas para os factores N_c e N_q são exactas, enquanto para N_y apresentam-se soluções aproximadas.

Tabela 2.1 Factores N_c , N_q e N_y

$\phi' (^{\circ})$	N_c	N_q	N_y
15	10.98	3.94	1.58
20	14.83	6.40	3.93
25	20.72	10.66	9.01
30	30.14	18.40	20.09
35	46.12	33.30	45.23
40	75.31	64.20	106.06
45	133.87	134.87	267,76
50	266.88	319.06	758,12

Recentemente determinados autores chegaram a expressões que se consideram permitir obter soluções mais aproximadas das exactas, inferiores às anteriormente apresentadas pelo que se revelam soluções mais conservativas. Estes autores são referentes a Hjiat et al. (2005) e Martin (2005) e e apresenta-se de seguida um resumo dos valores propostos pelo segundo autor para o factor N_y .

Tabela 2.2 Factor N_y segundo Martin (2005)

$\phi' (^{\circ})$	N_y
10	0.2809
20	1.579
30	7.653
40	43.19
50	372.0

2.5 Breve descrição de material geossintético no âmbito do reforço de estruturas

O bom desempenho de um solo reforçado depende da natureza e características do solo, do reforço, e respectiva interacção entre estes dois. No presente subcapítulo faz-se uma breve análise às propriedades e objectivos dos materiais geossintéticos na sua inclusão em obras geotécnicas. Posteriormente aborda-se a interacção solo-reforço.

Geossintético é um termo genérico para todos os materiais sintéticos usados em conjunto com solo, material rochoso ou qualquer outro material relacionado com a engenharia civil. Material geossintético envolve um conjunto de elementos sintéticos, entre os quais os mais comumente utilizados são (Shukla 2002):

- Geotêxtil
- Geogrelha
- Georede
- Geomembrana
- Geocompostos

Com o desenvolvimento de polímeros tais como o PVC, poliéster, polietileno e polipropileno, tornou-se possível a aplicação de materiais geossintéticos com diversas utilidades. Um grande passo na revolução deste material foi o fabrico do geotêxtil e o fabrico de malhas sintéticas, geogrelhas. Estes materiais desempenham diversas funções, entre as quais (Shukla 2002):

- Separação, caso o material de natureza geossintética evite a mistura de duas camadas de solo adjacentes, com diferentes propriedades.
- Reforço, caso o material de natureza geossintética aumente a resistência mecânica da massa de solo, como resultado da sua inclusão. Neste processo a camada de geossintético suporta parte das tensões presentes no solo.
- Filtração, caso o material de natureza geossintética permita o fluxo de fluído enquanto previne a migração de partículas sólidas de solo.
- Drenagem, caso o material de natureza geossintética permita um fluxo de fluído adequado, com direcção ao longo da camada do mesmo.
- Impermeabilização, caso o material de natureza geossintética, caso impeça a passagem de fluído, impedindo por exemplo a infiltração de fluidos indesejados no solo.

Os tipos de materiais geossintéticos mais utilizados com o intuito de reforçar um solo e melhorar as suas propriedades mecânicas são os geotêxteis e as geogrelhas. As propriedades destes materiais são determinadas a partir de ensaios em campo ou mais comumente a partir de ensaios de laboratório. As propriedades dos materiais geossintéticos, necessários para corresponder às exigências de uma determinada obra, devem-se aos seus componentes polímeros básicos e aditivos, assim como ao seu processo de fabrico.

No presente estudo o parâmetro de resistência mecânica com maior relevância é a resistência à tracção para determinar as características da interface solo-reforço. Nos cálculos efectuados considerou-se que os elementos de reforço tinham resistência à tracção suficientemente grande para que não entrassem em ruptura. Existem diversos ensaios para estudar as interações entre o reforço e o solo, sendo que na presente dissertação se realiza uma descrição do ensaio do arrancamento por ser mais relevante na metodologia adoptada. É providenciada uma breve descrição dos equipamentos, procedimentos de ensaio e respectivos objectivos. No entanto, existem outros ensaios que permitem estudar esta interacção solo-reforço, entre os quais os ensaios de corte directo (equipamento e procedimentos de ensaio podem ser consultados em Hayashi *et al.* 1994) e os ensaios de corte directo em plano inclinado (equipamento e procedimentos de ensaio podem ser consultados em Lopes *et al.* 2014).

2.6 Interacção entre solo e reforço

As características das interacções entre solo e reforço, têm tanta relevância para o comportamento do solo após inclusão do reforço, quanto as características de cada um destes materiais analisados individualmente. Esta interacção influencia directamente a resposta dos materiais quando sujeitos a uma determinada solicitação (Shukla 2002).

No presente estudo recorre-se ao ensaio do arrancamento de modo a parametrizar o mais correctamente possível a interface solo-reforço nos modelos numéricos elaborados no âmbito do presente estudo. Neste contexto realiza-se de seguida um breve resumo deste ensaio, seus objectivos e características.

Introdução ao teste do arrancamento

O ensaio de arrancamento pode ser realizado em campo ou em laboratório, sendo que os primeiros são geralmente realizados em aterros. Existe neste caso necessidade de grandes quantidades de solo e equipamentos pesados para movimentação e compactação de terras. Existem ainda outras dificuldades referente a estes ensaios, entre os quais o grau de dificuldade de controlo do nível de compactação, da humidade e dos assentamentos do solo. O elevado tempo de execução do mesmo associado aos seus elevados custos fazem com que os ensaios laboratoriais de arrancamento de reforço geossintético sejam os mais utilizados.

Comparando os resultados obtidos em ensaios de campo ou laboratoriais, a mobilização da resistência ao arrancamento é idêntica para ambos, pelo que os ensaios laboratoriais podem ser utilizados não só para compreender o mecanismo associado, assim como para determinar os parâmetros necessários para análises de estabilidade (Ochiai *et al.* 1996). O equipamento tipicamente utilizado no contexto de ensaios laboratoriais de arrancamento é constituído por duas caixas metálicas onde se insere o solo a ser ensaiado, um elemento de reforço geossintético, um equipamento para exercer a força de arrancamento a este elemento, e um outro equipamento que exerce a tensão de confinamento.

Relativamente à instrumentação, existem neste equipamento células de carga para medição da força de arrancamento imposta ao elemento de reforço, células de tensão total, transdutores de deslocamentos internos e piezómetros. No entanto, deve-se ter em conta que diversos autores desenvolveram o seu próprio equipamento para ensaio de arrancamento, com diferentes dimensões e condições de fronteira. A Figura 2.8 apresenta um exemplo de equipamento utilizado neste ensaio.



Figura 2.8 Equipamento laboratorial de ensaio do arrancamento (Shi e Wang 2013)

A interacção entre o solo e o reforço é calculada segundo o método da resistência média ao arrancamento (*average resistance method*). Baseadas neste método, existem três maneiras de calcular esta resistência: o método da área total, o método da área efectiva e o método do declive máximo (Ochiai *et al.* 1996). Seguidamente realiza-se um breve resumo do primeiro método, considerando que é esse o utilizado no artigo de ensaio de arrancamento laboratorial alvo de uma análise comparativa no presente trabalho. Os restantes métodos encontram-se descritos em Ochiai *et al.* (1996).

Através do método da área total é possível obter um valor aceitável da resistência média ao arrancamento quando o reforço geossintético é totalmente arrancado do solo sofrendo pequenos alongamentos. O movimento relativo entre solo-geossintético origina tensões de corte em ambas as faces do reforço, por se oporem ao movimento. Estas correspondem à resistência ao arrancamento do elemento de reforço. A tensão de corte desenvolvida em ambas as faces do geossintético é definida como a razão entre a força de arrancamento e a área de inclusão solicitada ao arrancamento. Segundo o método da área total, a mesma é obtido pela seguinte equação:

$$\tau_p = \frac{T_p}{2 \times b \times l} \quad (2.22)$$

onde T_p corresponde à força de arrancamento máxima registada, b é a largura do material geossintético e l o comprimento enterrado do mesmo. Este ensaio deve ser realizado para três pressões diferentes de confinamento vertical, para que seja possível obter os parâmetros de resistência da interface solo-reforço. No entanto, estes valores podem ser influenciados por diversos factores, entre os quais os níveis de compactação do solo, a natureza dos equipamentos, as condições de fronteira impostas assim como os procedimentos de ensaio.

2.7 Ferramentas utilizadas

Ao longo desta dissertação foram utilizados três programas para elaboração de malha de elementos finitos, análise da mesma e visualização de dados obtidos. De seguida, estes serão resumidamente descritos e justificada a sua escolha na presente dissertação.

Gmsh

Este programa é um gerador automático de malhas de elementos finitos tridimensionais ou bidimensionais, com *software* CAD incorporado e pós-processador, de código aberto. O seu objectivo é possibilitar uma ferramenta de geração de malhas relativamente simples, com capacidade de visualização das geometrias elaboradas. Este suporta a introdução de equações paramétricas. Encontra-se estruturado em quatro módulos distintos, referentes a 'geometria', 'malha de elementos finitos', 'resolução' e 'pós-processamento'. São criadas geometrias através da definição sucessiva de pontos, linhas e superfícies, que compõem entidades geométricas (Geuzaine e Remacle 2009).

A linguagem script do *Gmsh* torna possível a parametrização de toda a entidade geométrica. A malha de elementos finitos segue a mesma ordem de processo da criação de entidades geométricas, com a definição das coordenadas de cada ponto no eixo cartesiano, os quais são posteriormente utilizados para definir linhas que por sua vez são utilizadas para definir superfícies. Através destas superfícies, torna-se possível definir uma geometria complexa para gerar a malha de elementos finitos. Esta malha é constituída por um dado subconjunto de espaços tridimensionais ou bidimensionais (como acontece no presente estudo) formado por formas geométricas elementares, como é o caso das linhas, triângulos, quadrados, tetraedros, prismas, hexaedros e pirâmides. Estas formas geométricas elementares são arranjadas de maneira a que se duas destas formas se interceptam, elas formam uma face, ou um nó.

O *Gmsh* foi desenvolvido com o objectivo de oferecer uma ferramenta relativamente simples, rápida, leve e intuitiva para criar geometrias e malhas, com possibilidade de utilizar estas num *software* de pós-processamento à escolha do utilizador, de forma a poder posteriormente visualizar e exportar os resultados computacionais com relativa flexibilidade (Geuzaine e

Remacle 2009). Por isto, foi o *software* escolhido para elaboração das malhas de elementos finitos no presente estudo, que posteriormente foram processadas e analisadas com recurso ao programa *Mechpy*.

Mechpy

A ferramenta utilizada nos cálculos realizados na presente dissertação, *Mechpy*, é desenvolvida pelo grupo de investigação do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.

Este *software* é baseado nos fundamentos da Análise Limite, e utiliza na sua implementação numérica o Método dos Elementos Finitos. Através do teorema estático e cinemático, possibilita o cálculo da aproximação da carga de colapso de uma determinada estrutura. No entanto, para que tal seja possível, a modelação do material deve ter em conta que este deve ter um comportamento perfeitamente plástico ou elástico perfeitamente plástico, com lei de fluxo associada. A utilização deste método permite a discretização em elementos tanto do solo de fundação, como da própria estrutura que neste assenta. É admitida uma aproximação conhecida dos deslocamentos para estes elementos previamente discretizados.

Todos estes elementos em conjunto formam o que é designado de malha de elementos finitos. Estes elementos são triangulares, obtidos através da divisão dos elementos quadrangulares (neste caso provenientes da malha de elementos finitos elaborada no programa *GMSH* em quatro elementos de iguais dimensões, fazendo ligações entre diagonais opostas. No presente estudo adoptaram-se elementos finitos triangulares com três nós e usam uma aproximação linear para a velocidade de deslocamento, ou seja, uma aproximação constante para a velocidades de deformação. Este programa permite que sejam impostos limites em termos de deslocamento e forças aos elementos discretizados, assim como parametrizar os materiais envolvidos no mecanismo, de modo a possibilitar uma modelação correcta do problema em estudo. Esta parametrização inicia-se pela escolha do critério de cedência a utilizar (Tresca, Mohr-Coulomb, Von-Mises, entre outros) e posteriormente a atribuição de valores para os parâmetros de resistência mecânica do material.

A formulação subjacente ao funcionamento do programa de cálculo automático de elementos finitos *Mechpy*, no âmbito da implementação do teorema cinemático (tendo em conta que é o teorema utilizado no presente estudo), pode ser consultado em Vicente da Silva e Antão (2007).

Paraview

É indispensável para análise de dados e apresentação de resultados, acesso a uma ferramenta de visualização. No presente estudo foi utilizado o programa de visualização de dados *Paraview*.

Este programa foi desenvolvido pela empresa *Kitware* e trata-se de um *software* de código aberto, multiplataforma, para análise e visualização de dados produzidos por simulações computacionais. É capaz de processar uma grande quantidade de dados em processadores paralelos, assim como em sistemas de monoprocessador. Desta forma consegue analisar dados na escala de *terabyte*. O *Paraview* usa o VTK (*Visualization ToolKit*) como processador de dados, que se trata de um *software* livre do tipo código aberto, para computação gráfica tridimensional, processamento de imagem e visualização de dados. Qualquer filtro VTK ou desenvolvido pelo utilizador pode ser adicionado ao *Paraview* desde que este seja providenciado em formato XML (Kačeniauskas *et al.* 2010). Desta forma, no presente estudo, foi utilizada uma extensão XML referente ao programa de cálculo automático de elementos finitos *Mechpy*, de forma a ser possível a análise e visualização dos dados obtidos por este. A estrutura do programa e suas características podem ser consultadas em Ahrens *et al.* (2005).

3 Metodologia e validação da modelação do elemento de reforço e interface

Neste capítulo apresenta-se a metodologia de modelação do reforço e da zona existente junto ao mesmo, denominada no presente estudo interface solo-reforço. Este processo de modelação do elemento de reforço necessita de validação, devido ao facto de não se terem encontrado outros trabalhos sobre este tipo de modelação de elementos finitos em Análise Limite.

Nesse âmbito, é apresentada uma análise comparativa com um ensaio laboratorial de arrancamento de reforço geossintético. Optou-se por este tipo de ensaio por ser um problema relativamente simples relacionado com reforço geossintético e respectiva interface.

3.1 Descrição da metodologia de modelação

A modelação dos elementos de reforço é feita recorrendo a elementos de barra, que ligam os nós dos elementos finitos bidimensionais. Um elemento de barra não tem resistência à torção, flexão e corte. As únicas forças internas importantes são as forças axiais, de modo que o comportamento destes elementos no caso elástico é similar ao das molas. Assim, para os elementos de barra apenas há que considerar resistência a esforços normais, isto é, resistência a esforços de tracção e de compressão. Tal como se encontra representado na Figura 3.1, cada nó apresenta dois graus de liberdade, duas translações.

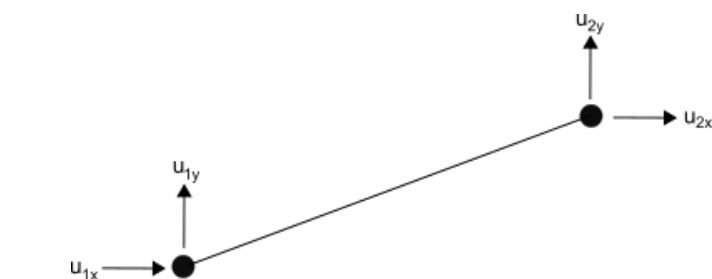


Figura 3.1 Elementos de barra presente no modelo de elementos finitos

em que u_{1x} , u_{1y} , u_{2x} e u_{2y} são os deslocamentos em ambos os nós.

Para simular a interacção entre solo e reforço foi utilizada uma zona de elementos bidimensionais, com uma espessura relativamente pequena e no centro da qual estão colocados os elementos de barra anteriormente referidos. As propriedades mecânicas desta zona foram definidas de forma a que sejam uma fracção das propriedades do restante maciço.

No caso não drenado a propriedade mecânica a considerar é a resistência ao corte não drenada e a resistência da interface adopta a seguinte expressão:

$$c_{uif} = K_{if} c_u \quad (3.1)$$

No caso de comportamento drenado a propriedade mecânica a considerar é o ângulo de resistência ao corte, e o ângulo da interface toma o valor da sua tangente como se representa na seguinte expressão:

$$\phi'_{if} = \tan^{-1} K_{if} \tan \phi' \quad (3.2)$$

em que K_{if} é o coeficiente, designado neste trabalho por coeficiente de interface, utilizado para parametrizar o elemento de interface solo-reforço presente nos modelos numéricos. De seguida apresenta-se a validação da modelação do reforço e da interface solo-reforço.

3.2 Validação e descrição

Com o objectivo de realizar a validação da metodologia anteriormente descrita, recorreu-se a uma série de ensaios laboratoriais a partir dos quais foi possível não só validar a modelação do elemento de reforço, como também apurar qual o valor de coeficiente de interface que possibilita uma fidedigna parametrização da interface solo-reforço. De seguida é apresentado o modelo experimental, geometria do equipamento utilizado e propriedades dos materiais presentes nos ensaios. Da mesma forma é descrito o modelo numérico, geometria adoptada e propriedades atribuídas aos materiais presentes na modelação.

3.2.1 Modelo experimental

Em Shi e Wang (2013) podem-se consultar os resultados de uma série de ensaios de arrancamento de reforço geossintético, realizados com o objectivo de estudar as características da interface solo-reforço. Foram realizadas análises utilizando solo arenoso e argiloso, com inclusão de um elemento de reforço geossintético uniaxial e um outro biaxial. São ainda analisadas a influência da densidade do solo, tensão de confinamento e deslocamento imposto ao reforço.

São realizadas quatro séries de ensaios, variando os parâmetros de confinamento e deslocamento imposto ao reforço, a natureza do solo e a geometria do elemento de reforço. No entanto, para efeitos comparativos, na presente dissertação apenas se recorre à série de ensaios referente a um material arenoso considerando um elemento de reforço geossintético biaxial. A Tabela 3.1 é representativa das variáveis envolvidas nesta série de ensaios.

Tabela 3.1 Variáveis envolvidas na série de análises considerada para comparação de resultados

Solo	Densidade relativa	Tensão de confinamento
	D_r (%)	p (kPa)
Areia	50	50, 100, 150, 200
	70	50, 100, 150, 200
	90	50, 100, 150, 200

A Figura 2.8 é representativa do equipamento utilizado no modelo experimental, ao qual os autores recorreram para realizar a série de análises sumarizada na Tabela 3.1. As dimensões dos elementos presentes no mesmo são:

- Caixa superior com 20 cm de comprimento, 20 cm de largura, 6,3 cm de altura e 3,5 cm de espessura.
- Caixa inferior com 20 cm de comprimento, 20 cm de largura, 3,7 cm de altura e 3,5 cm de espessura.
- Camada de reforço geossintético com 16 cm de comprimento e 16 cm de largura.

Foi realizada a compactação do solo na caixa inferior do equipamento, até ao nível requerido. A densidade relativa D_r foi utilizada para controlar a densidade do solo arenoso. Assim que colocado o solo na caixa inferior, a camada de reforço geossintético foi colocada horizontalmente sobre a superfície do mesmo. Inserido o reforço, foi então colocada a caixa superior sobre este e a caixa inferior, confinando-o. O solo na caixa superior foi compactado de igual forma ao da caixa inferior. Após a preparação do ensaio foi então aplicada uma tensão de confinamento vertical, com recurso a macaco hidráulico. O solo foi mantido em repouso ao longo de determinado tempo e posteriormente foi aplicada uma força de arrancamento ao reforço. São registados tanto a força de arrancamento aplicada ao reforço, como o deslocamento do mesmo, e assim que este último parâmetro atinge o valor de 40mm, o ensaio encontra-se concluído. A tensão de corte desenvolvida em ambas as faces do geossintético é dada pela equação 2.22.

Relativamente às propriedades dos materiais envolvidas nesta série de ensaios laboratoriais, para a amostra de solo é utilizada uma areia ensaiada para diferentes valores de densidade relativa, o que implica diferentes características de resistência mecânica. Esta areia tem um ângulo de resistência ao corte no estado crítico de 32.5° e um intercepto de coesão nulo. As restantes propriedades deste material encontram-se sumarizados em Shi e Wang (2013), mas para parametrização de solos com comportamento drenado o ângulo de resistência ao corte e o intercepto de coesão são os únicos parâmetros necessários para efeitos de modelação recorrendo ao programa baseado no método dos elementos finitos *Mechpy*. Os valores de densidades relativas referentes à amostra de solo para os quais se realizam os ensaios são de 50%, 70% e 90%. Relativamente ao elemento de reforço geossintético, é utilizado um material geossintético com rigidez axial $EA = 30\text{kN/m}$. As restantes propriedades deste elemento, pouco significativas no presente estudo para efeitos de modelação, encontram-se sumarizadas em Shi e Wang (2013).

3.2.2 Modelos numéricos

A definição dos modelos numéricos envolvidos nesta análise comparativa é realizada primeiramente com a descrição dos parâmetros atribuídas aos materiais e seguidamente com a descrição da geometria adoptada e respectiva malha de elementos finitos. Estes modelos são bidimensionais.

Foram considerados parâmetros iguais para os materiais presentes nos modelos que aqueles reportados em Shi e Wang (2013). Relativamente ao elemento de reforço geossintético apenas foi necessário considerar a sua rigidez axial que tem um valor de 30 kN/m. Foi igualmente considerada uma área superficial de reforço com 0,16 m², sendo que é outro dos pré-requisitos do programa *Mechpy* para modelação correcta deste elemento. Relativamente à amostra de solo, são tidas em conta três densidades relativas distintas, 50%, 70% e 90%. Na falta de dados sobre os ângulos de resistência ao corte de pico da areia empregue nas diferentes densidades ensaiadas recorreu-se à expressão 3.3 para cálculo dos mesmos, devida a De Mello (1971).

$$(1,49 - D_r) \tan \phi' = 0.712 \quad (3.3)$$

Conforme se considere $D_r = 50\%$, $D_r = 70\%$ e $D_r = 90\%$, o ângulo de resistência ao corte de pico correspondente é de 35.72°, 42.03° e 50.35° respectivamente. O valor obtido pela expressão 3.3 é de estimativa que pode proporcionar valores afastados do real dependendo do tipo de areia que se trate. Como tal, deve-se ter em conta que para o tipo de areia utilizado no ensaio laboratorial desconhece-se se esta expressão proporciona valores satisfatórios para os ângulos de resistência ao corte de pico.

Apesar de se considerar um intercepto de coesão nulo para solos não coesivos, ao longo deste trabalho foi sempre adoptado um intercepto de coesão de 0.00001kPa para os modelos em condições drenadas, por permitir visualizar os mecanismos de ruptura através da taxa de dissipação e praticamente não alterar os resultados.

Ao parametrizar a interface solo-reforço presente neste modelo, foi assumido para o coeficiente de interface um intervalo de valores entre 0.2 e 1, o que permitiu avaliar qual o intervalo de valores para os quais as forças de arrancamento máximas obtidas através dos modelos numéricos são idênticas aos obtidos com recurso ao modelo experimental. A Tabela 4.1 sumariza todas estas variantes relativamente ao ângulo de resistência ao corte adoptado para a interface solo-reforço.

Tabela 3.2 Características de resistência mecânica adotadas para a interface solo-reforço, em função de K_{if} .

Coeficiente de interface K_{if}	$Dr=50\%$	$Dr=70\%$	$Dr=90\%$
	Ângulo de atrito solo-interface-reforço	Ângulo de atrito solo-interface-reforço	Ângulo de atrito solo-interface-reforço
	$\delta(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$
0.2	8.19	10.22	13.57
0.4	16.05	19.82	25.77
0.6	19.78	24.26	31.11
0.8	29.91	35.79	35.91
1.0	35.72	42.03	50.35

Geometricamente os modelos foram elaborados de modo a corresponder às dimensões do equipamento utilizado no modelo experimental. Na Figura 3.2 pode-se observar uma representação esquemática da geometria dos modelos utilizados.

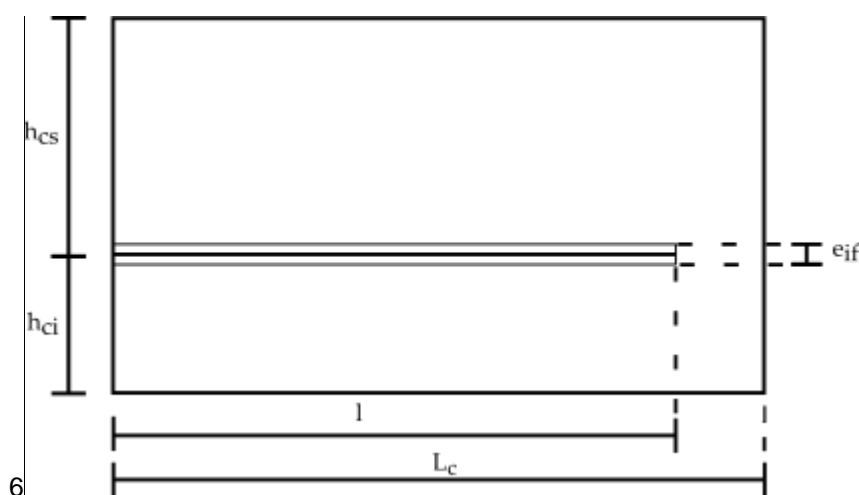


Figura 3.2 Esquema da geometria adotada para modelos numéricos do ensaio de arrancamento

Na Figura 3.2 L_c é o comprimento das caixas, l é o comprimento enterrado do elemento de reforço geossintético, h_{cs} e h_{ci} são a altura da caixa superior e inferior respectivamente e e_{if} é a espessura da interface solo-reforço. Os valores adotados para estes parâmetros, de acordo com a geometria do equipamento laboratorial anteriormente descrito são $L_c = 20\text{cm}$, $b = 16\text{cm}$, $h_{cs} = 6.3\text{cm}$ e $h_{ci} = 3.7\text{cm}$. Adota-se um valor para a espessura da interface de 2mm, por se considerar suficientemente pequeno.

A geração de malhas de elementos finitos utilizadas pelo programa *Mechpy* é feita com recurso ao programa *GMSH*. Elaborou-se uma malha bidimensional de elementos finitos, à qual foram posteriormente impostas condições limite em deslocamento e em força. Depois deste procedimento a malha gerada é convertida para o formato de entrada de dados do *Mechpy*. Neste sentido, a malha inicial gerada pelo *GMSH* composta por elementos quadrangulares é processada, ocorrendo a divisão pelas suas diagonais de cada um destes elementos em quatro elementos triangulares com seis nós.

O refinamento da malha incide sobre o tamanho dos elementos finitos. A dimensão utilizada para referência do tamanho dos elementos trata-se do lado que coincide com as faces dos elementos quadrados anteriormente processados.

Relacionando a força de arrancamento máxima obtida em função das dimensões dos elementos finitos adoptadas, foi possível com recurso a uma regressão linear obter uma aproximação do valor para o qual tende este modelo conforme se reduza a dimensão dos elementos. Posteriormente foi calculado o erro relativo dos valores obtidos através dos diferentes refinamentos, relativamente ao valor anteriormente mencionado. dado por:

$$E_r = \frac{|Valor_{num} - Valor_{exp}|}{Valor_{exp}} \times 100 \quad (3.4)$$

onde E_r é o erro relativo, $Valor_{num}$ é o valor obtido com recurso ao modelo numérico e $Valor_{exp}$ aquele obtido com recurso ao modelo experimental de Shi e Wang (2013).

O refinamento foi realizada para o cálculo em que se considera uma amostra de solo com densidade relativa de 50%, um coeficiente de interface 0.2 e uma tensão de confinamento 50kPa. Foram analisadas 4 malhas com elementos finitos triangulares com dimensões de 10mm, 5mm, 1mm e 0.25mm. Obteve-se um valor de força de arrancamento com um erro relativo de 3.6% para uma malha com elementos finitos triangulares com dimensão de 1mm. Isto traduz-se num total de 8000 elementos triangulares uniformemente distribuídos ao longo do modelo. Considerado satisfatório, este refinamento foi utilizado em todos os modelos analisados no contexto deste capítulo.

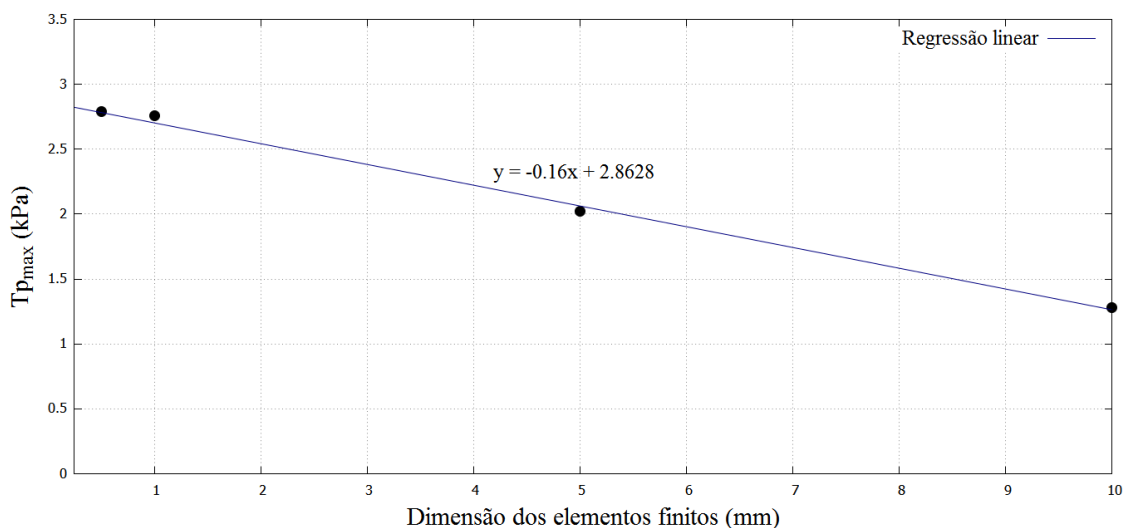


Figura 3.3 Refinamento da malha de elementos finitos

A malha de elementos finitos encontra-se representada na Figura 3.4, na qual é possível observar a pormenorização dos elementos finitos triangulares. O processo de refinamento da malha permitiu concluir que não se justificava um maior número de elementos, devido ao aumento significativo de tempo de análise e pequena diferença do valor obtido, assim como maior exigência a nível computacional.

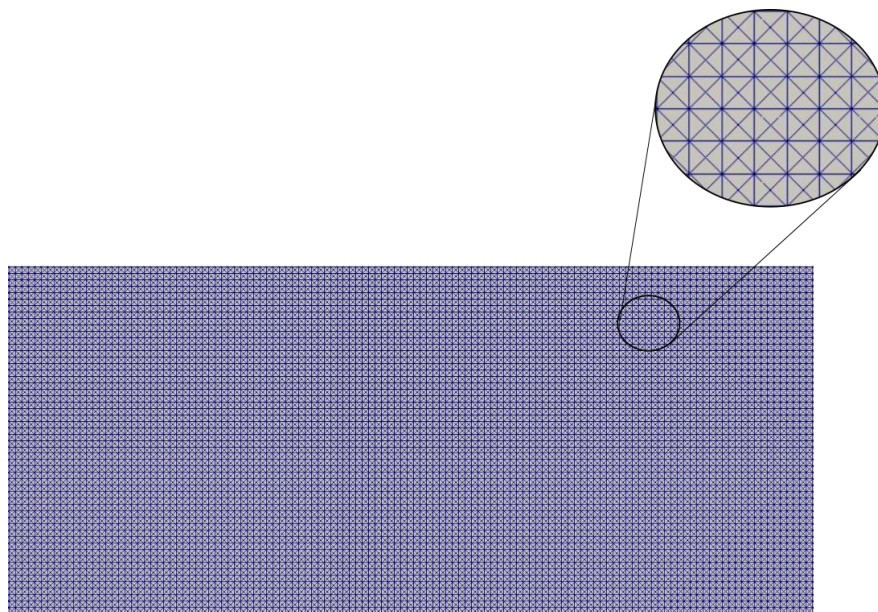


Figura 3.4 Malha de elementos finitos dos modelos numéricos de ensaio de arrancamento

Para uma completa definição deste modelo numérico de elementos finitos, encontram-se representadas na Figura 3.5 as condições de fronteira e de carregamento impostas ao mesmo. Foram restringidos os deslocamentos em todas as direcções na face inferior do modelo, e restringidos os deslocamentos horizontais nas faces laterais do mesmo.

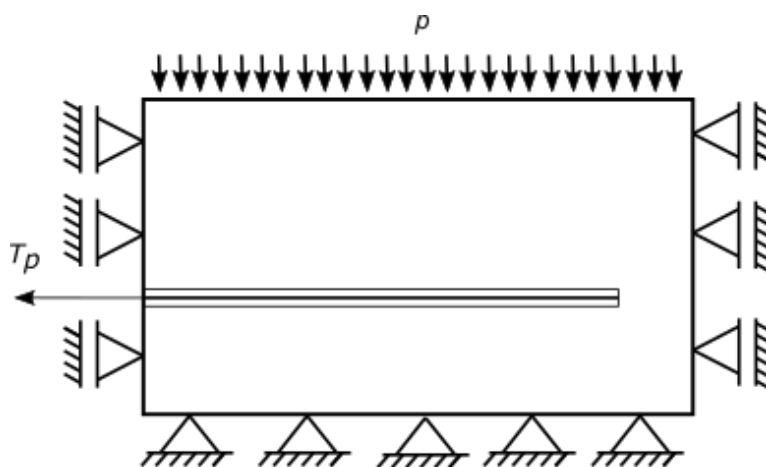


Figura 3.5 Condições de fronteira e carregamento impostas aos modelos numéricos referentes ao ensaio de arrancamento

3.2.3 Resultados e conclusões

Neste subcapítulo apresentam-se graficamente os valores obtidos para os modelos anteriormente descritos e respectiva comparação. É igualmente realizada a análise destes resultados.

A apresentação gráfica de valores é feita relativamente à densidade relativa da amostra de solo ensaiada, enquadrando os valores obtidos através dos modelos numéricos considerando diferentes coeficientes de interface com aqueles obtidos através do modelo experimental, de modo a possibilitar uma clara análise dos resultados.

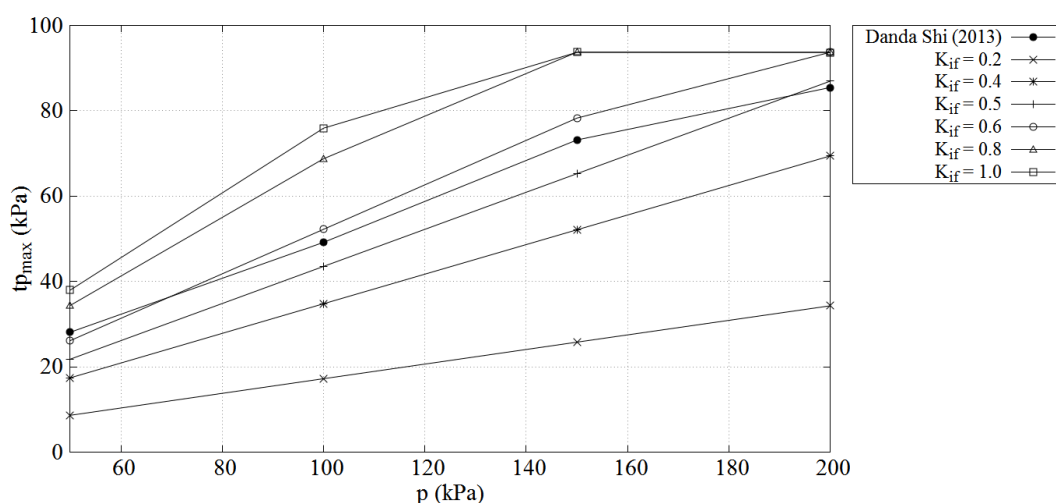


Figura 3.6 Relação entre a tensão de corte máxima obtida na interface solo-reforço e tensão de confinamento aplicada, para uma areia com $D_r = 50\%$

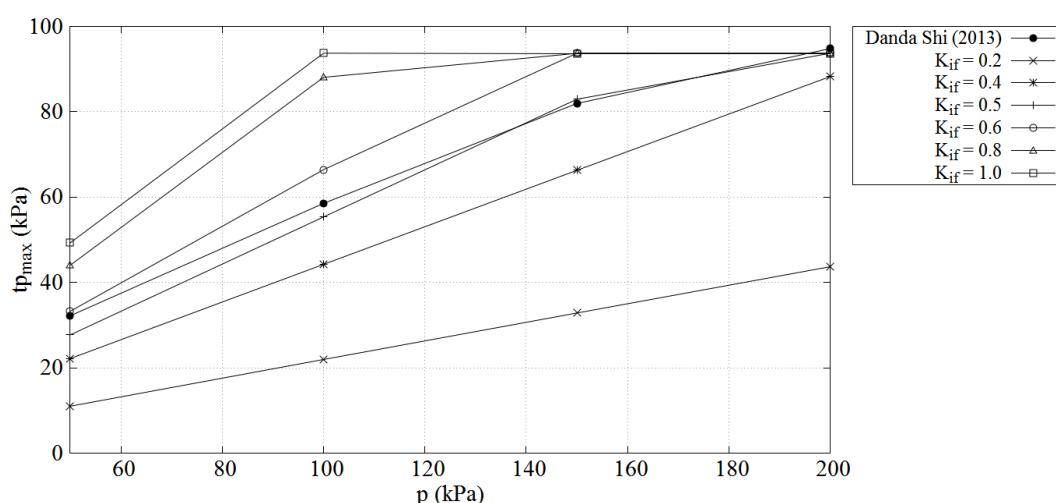


Figura 3.7 Relação entre a tensão de corte máxima obtida na interface solo-reforço e tensão de confinamento aplicada, para uma areia com $D_r = 70\%$

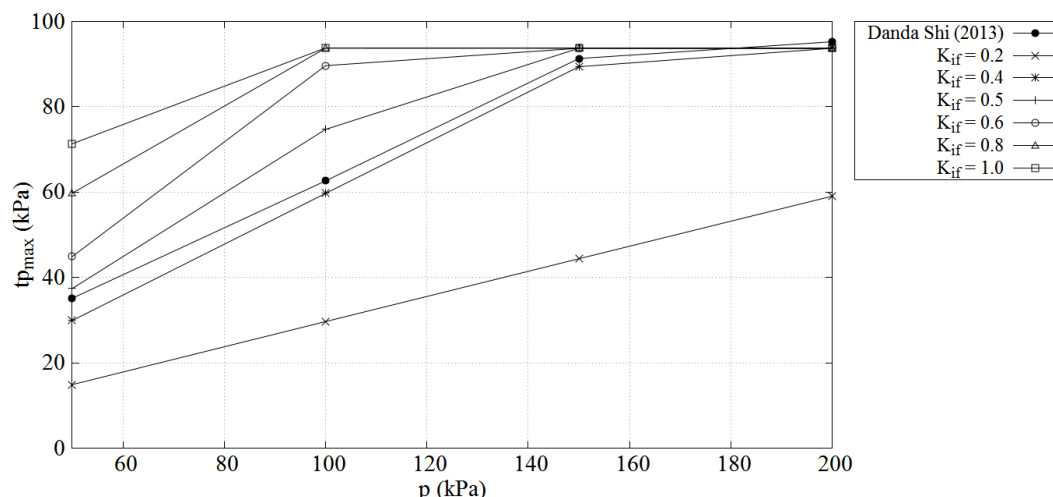


Figura 3.8 Relação entre a tensão de corte máxima obtida na interface solo-reforço e tensão de confinamento aplicada, para uma areia com $D_r = 90\%$.

Analisadas as relações entre a tensão de corte máxima na interface e a tensão de confinamento aplicada, é possível observar que relativamente à amostra de solo com uma densidade relativa de 50% o intervalo de valores assumidos para o coeficiente de interface para os quais se obtém uma modelação mais aproximada com o ensaio laboratorial encontra-se entre 0.5 e 0.6, conforme se pode observar na Figura 3.6. Considerando uma amostra de solo com densidade relativa de 70% o valor de coeficiente de interface 0.6 apresenta-se como sendo o mais adequado para efeitos de parametrização da interface solo-reforço, seguindo de maneira precisa a tendência observada nos valores obtidos através do modelo experimental, conforme se pode observar na Figura 3.7 Para uma amostra de solo com densidade relativa de 90% o intervalo de valores de coeficiente de interface que se revelam mais apropriados para efeitos de modelação numérica encontram-se no intervalo entre 0.4 e 0.5. O mesmo pode ser observado na Figura 3.8.

Na Figura 3.9 podem-se observar as taxas de dissipação da análise em que se adopta uma amostra de solo com densidade relativa de 50% e um coeficiente de interface 0.6. É possível constatar que as dissipações se concentram na zona do reforço e extremidade direita do modelo, nos casos em que o reforço não sofre ruptura. Para uma tensão de confinamento de 200kPa o mesmo não acontece, pois tendo-se atingido o limite resistente do reforço ocorre a ruptura do mesmo podendo-se observar uma concentração de dissipação na extremidade do reforço sobre a qual é aplicada a força de arrancamento. Este comportamento pôde-se igualmente observar nas restantes análises.

As taxas de dissipação apresentadas de seguida utilizam a mesma escala de cores.

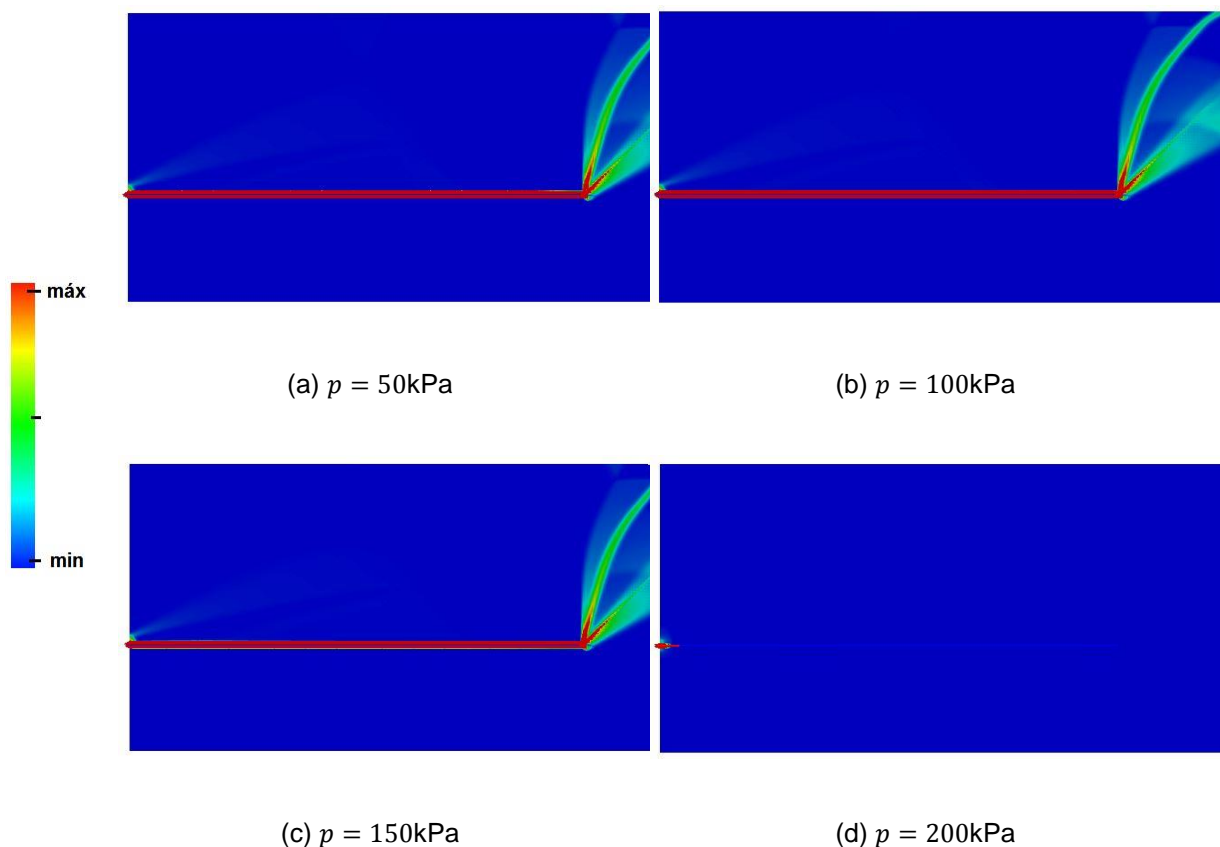


Figura 3.9

Tendo em conta os valores obtidos e respectiva análise, encontra-se validada a metodologia de modelação do elemento de reforço e elemento de interface e ainda se pode concluir que no caso em que é considerado um solo com melhores propriedades mecânicas o coeficiente de interface 0.4 é o que permite uma modelação mais aproximada do ensaio laboratorial. No entanto, conforme é considerado um solo com piores características mecânicas, o mesmo observa-se para o coeficiente de interface 0.6.

No entanto, atendendo a que estas conclusões dependem de valores estimados para o ϕ'_{pico} correspondentes às diferentes densidades relativas, ao longo da análise realizada no âmbito do tema do presente estudo são considerados todos os coeficientes de interface envolvidos na validação anteriormente descrita, excepto o 0.5. No entanto, na análise e apresentação dos resultados obtidos para o coeficiente da influência do reforço na expressão da capacidade resistente de uma sapata, dá-se um maior foco ao coeficiente de interface 0.6.

4 Caso de estudo

O capítulo inicia-se com uma breve definição do problema e enquadramento do coeficiente sobre o qual incide o objectivo do presente estudo na expressão da capacidade resistente de uma fundação superficial.

É igualmente definido o modelo numérico de elementos finitos utilizado, com a descrição dos parâmetros mecânicos atribuídos aos materiais presentes no mesmo, assim como definição da sua geometria e respectiva malha de elementos finitos. São ainda descritos os programas utilizados ao longo desta dissertação para elaboração das malhas de elementos finitos, respectiva análise e visualização de dados.

Finalmente é descrita a validação do modelo numérico utilizado no presente trabalho.

4.1 Definição do caso de estudo

Na presente dissertação é feita uma proposta para o coeficiente da influência de reforço geossintético na expressão da capacidade resistente de uma fundação superficial, assente sobre solo com comportamento drenado e não drenado, solicitada por uma acção vertical e centrada. Este será designado como coeficiente de influência do reforço ao longo da dissertação, por questões de praticidade. De forma a ser possível quantificar esta influência nas expressões para a capacidade resistente de uma fundação sujeita às condições descritas, foram analisados dois casos particulares de estudo:

- Fundação superficial, solicitada por uma acção vertical e centrada, assente num solo de fundação homogéneo com comportamento drenado, com inclusão de uma camada de reforço de material geossintético, considerando peso próprio do solo de fundação e desprezando sobrecarga sobre o terreno.
- Fundação superficial, solicitada por uma acção vertical e centrada e assente num solo de fundação homogéneo com comportamento não drenado, com inclusão de uma camada de reforço de material geossintético, desprezando sobrecarga sobre o terreno.

Em ambos os casos o aspecto principal para discussão dos resultados foi a relação entre a largura do elemento de reforço e o acréscimo de capacidade resistente da fundação resultante da inclusão deste elemento no solo. Através desta relação é possível quantificar o coeficiente de influência do reforço, chamado por vezes na literatura *BCR* (*Bearing Capacity Ratio*).

Realiza-se de seguida o enquadramento do coeficiente de influência do reforço nas expressões de capacidade resistente às quais se recorreu no presente estudo. Primeiramente é

demonstrado o método através do qual é quantificada a influência do reforço e de que maneira o mesmo tem contributos diferentes para a expressão da capacidade resistente duma fundação superficial, conforme se considere o solo com comportamento drenado ou não drenado.

Sendo assim, para casos em que se está perante a solicitação de uma fundação superficial por uma acção vertical e centrada, assente num solo de fundação com comportamento drenado, a expressão da capacidade resistente apropriada corresponde à expressão 2.14 tendo em conta que se encontram reunidas as condições necessárias para aplicação da mesma. Deste modo esta expressão é utilizada como expressão base para cálculo da capacidade resistente da fundação. São introduzidos os coeficientes g_γ , g_q e g_c de modo a ser possível quantificar a influência do elemento de reforço geossintético na capacidade resistente, apresentando a seguinte forma:

$$q_{c/ref} = \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma g_\gamma + q' N_q g_q + c' N_c g_c \quad (4.1)$$

Como se pode observar, a inclusão deste elemento tem influência particular sobre cada componente da expressão da capacidade resistente (peso próprio, sobrecarga e intercepto de coesão). No entanto, a influência do mesmo sobre a componente do intercepto de coesão, é frequentemente desprezada para um solo de fundação com comportamento drenado, correspondente a um material não coesivo. Tendo isto em conta a expressão 4.1 adopta a seguinte forma:

$$q_{c/ref} = \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma g_\gamma + q' N_q g_q \quad (4.2)$$

De forma a possibilitar a análise da influência que o reforço tem na capacidade resistente de uma sapata assente num solo de fundação com comportamento drenado, é necessário realizar duas análises distintas que vão permitir quantificar a influência deste elemento para cada uma das componentes presentes na expressão 4.2, referentes à sobrecarga e ao peso próprio. No presente estudo apenas se analisou a componente relativa à consideração de peso próprio. Para isto, considerou-se peso volúmico do solo de fundação e desprezou-se existência de sobrecarga sobre a superfície do terreno. A expressão 4.2 adopta deste modo a seguinte forma:

$$q_{c/ref} = \frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma g_\gamma \quad (4.3)$$

Assim encontram-se reunidas as condições para estudar um intervalo de valores para o coeficiente g_γ . Para isto é necessário relacionar a capacidade resistente considerando inclusão de reforço com a capacidade resistente inicial sem considerar inclusão deste elemento.

$$\frac{q_{c/ref}}{q_{s/ref}} = \frac{\frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma g_\gamma}{\frac{1}{2} \gamma^* B N_\gamma} = g_\gamma \quad (4.4)$$

Da mesma forma, para o caso em que se está perante uma solicitação centrada e vertical de uma sapata em que o solo de fundação tem comportamento não drenado, a expressão da capacidade resistente corresponde à 2.13. De maneira a quantificar a influência que o reforço tem nesta expressão é introduzido o coeficiente de influência do reforço g_{cu} , adoptando a expressão 2.13 a seguinte forma:

$$q_{c/ref} = cN_c + q = c_u(\pi + 2)g_{cu} + q \quad (4.5)$$

Para simplificar os cálculos envolvidos nesta análise elimina-se a componente da sobrecarga considerando a mesma nula nas modelações realizadas. Neste caso a expressão 4.5 fica:

$$q_{c/ref} = c_u(\pi + 2)g_{cu} \quad (4.6)$$

Reunidas estas condições, torna-se possível obter um intervalo de valores para o coeficiente g_{cu} . Para isto procede-se de modo similar ao anteriormente descrito para o caso drenado, relacionando a capacidade resistente considerando inclusão de reforço com a capacidade resistente inicial, conforme se apresenta na expressão seguinte.

$$\frac{q_{c/ref}}{q_{s/ref}} = \frac{c_u(\pi + 2)g_{cu}}{c_u(\pi + 2)} = g_{cu} \quad (4.7)$$

A influência do reforço será analisada para uma sapata assente em solos com diferentes características mecânicas, de modo a proporcionar um intervalo de valores significativos para estudos futuros. De igual forma, será analisada a influência de determinados parâmetros geométricos referentes ao elemento de reforço. Para este efeito são atribuídas diferentes propriedades ao solo de fundação e ao coeficiente de interface solo-reforço ao longo das análises, assim como adoptadas diversas larguras de reforço e analisadas diferentes profundidades de inclusão deste elemento.

4.2 Modelos numéricos

Os modelos numéricos elaborados no âmbito da presente dissertação representam uma fundação superficial assente num solo uniforme e homogêneo, com inclusão de elemento de reforço solicitada por uma acção vertical e centrada. Considera-se ainda a existência de uma interface solo-reforço, denominada por vezes apenas interface por questões de praticidade. As geometrias adoptadas assim como os parâmetros mecânicos atribuídos aos materiais presentes nos modelos numéricos são descritos nos próximos subcapítulos.

A Figura 4.1 é uma ilustração esquemática dos modelos bidimensionais adoptados para efeitos de análise da influência de um elemento de reforço na capacidade resistente de uma sapata, onde se podem observar os elementos que o constituem e para os quais terão de ser adoptados determinados parâmetros mecânicos.

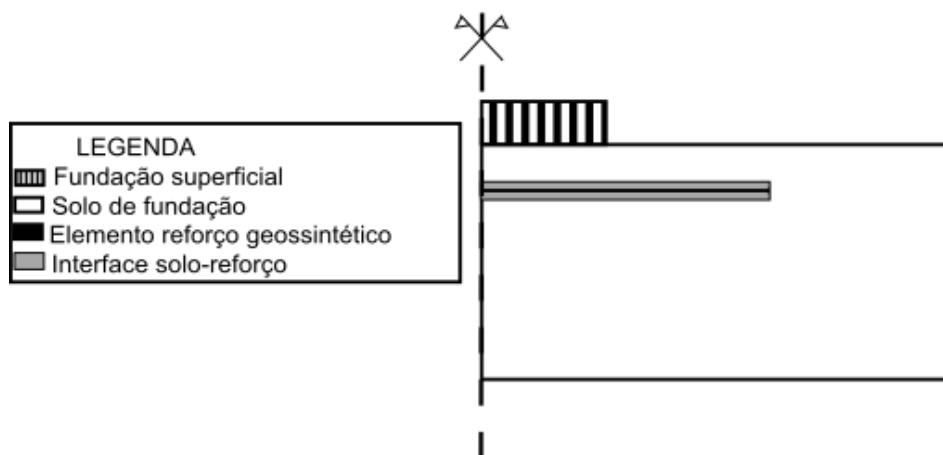


Figura 4.1 Esquema do modelo bidimensional adoptado no presente estudo

Parametrização dos materiais

Como se pode observar na Figura 4.1, os modelos bidimensionais adoptados são constituídos por quatro elementos diferentes, que dizem respeito à fundação superficial, ao solo de fundação, ao elemento de reforço e à interface solo-reforço. De forma a parametrizar estes elementos com recurso ao programa *Mechpy*, são tidas em conta as diferentes funções de cedência usualmente utilizados para esse efeito. O solo de fundação e a interface serão modelados considerando as funções de cedência de Mohr-Coulomb ou de Tresca, conforme o solo apresente um comportamento drenado ou não drenado respectivamente.

Em todos os modelos, a fundação superficial é parametrizada de modo a simular um corpo rígido, indeformável e perfeitamente rugoso. Para o elemento de reforço (constituído por elementos de barra) apenas são consideradas situações em que o mesmo sofre arrancamento do solo em vez de ruptura, de modo a possibilitar a análise da influência que as características da interface solo-reforço exercem no acréscimo da capacidade resistente da fundação. Para tal, a estes elementos de barra foi atribuída uma resistência muito elevada aos esforços normais. As propriedades de resistência mecânica consideradas para o solo de fundação, em

conjunto com aquelas consideradas para a interface solo-reforço, são factores condicionantes para o valor obtido para a capacidade resistente da fundação superficial. Assumindo comportamento do solo não drenado, a propriedade mecânica a considerar é a resistência ao corte não drenada c_u , enquanto no caso de solo com comportamento drenado a propriedade mecânica a considerar é o ângulo de resistência ao corte. Foi ainda adoptado para os modelos em condições drenadas um intercepto de coesão de 0.00001kPa.

Na Tabela 4.1 encontram-se sumarizados os valores atribuídos aos parâmetros mecânicos envolvidos na modelação do solo nos diferentes modelos. Ainda para solos com comportamento drenado, é assumido um peso volúmico de 10 kN/m³, de modo a simplificar os cálculos realizados.

Tabela 4.1 Parâmetros mecânicos adoptados para o solo de fundação

Comportamento mecânico			
Drenado			Não drenado
Ângulo de resistência ao corte			Resistência ao corte não drenada
ϕ' (°)			c_u (kPa)
20	30	40	1

As características de resistência mecânica atribuídas à interface solo-reforço são dependentes do coeficiente de interface K_{if} adoptado. Os valores de coeficiente de interface anteriormente descritos resultam nos parâmetros de resistência mecânica sumarizados na Tabela 4.2, referentes à interface solo-reforço.

Tabela 4.2 Parâmetros mecânicos adoptados para a interface solo-reforço

Coeficiente de interface	Comportamento mecânico			
	Drenado			Não drenado
	Ângulo de atrito solo-interface-reforço			Resistência ao corte não drenada
K_{if}	δ (°)			c_u (kPa)
1.0	20	30	40	1
0.8	16.2	24.8	33.9	0.8
0.6	12.3	19.1	26.7	0.6
0.4	8.28	13	18.6	0.4
0.2	4.16	6.6	9.5	0.2

Geometria

Relativamente à geometria do modelo, elaborada recorrendo ao programa GMSH, considerou-se uma sapata com largura B , assente num solo de fundação homogêneo com inclusão de uma camada de reforço com largura b . É considerada uma largura unitária para a sapata, $B = 1$. A profundidade do reforço é dada por d . É assumida uma altura da sapata com o valor $h_{sapata} = 0.25\text{m}$. Relativamente ao solo de fundação, foi assumido para este elemento o comprimento L_{solo} e uma altura H_{solo} . Estes parâmetros geométricos encontram-se representados na Figura 4.2.

A espessura da interface solo-reforço foi calibrada de modo a permitir uma simulação adequada do problema em estudo. Esta calibragem será abordada no subcapítulo que descreve a validação do modelo, sendo que a espessura da camada e_{if} é dada em função de B . Foram adoptados três valores distintos para este parâmetro geométrico, e analisados os valores obtidos para a capacidade resistente da sapata de forma a poder apurar qual a espessura considerada satisfatória para este elemento. Devido à simetria do sistema solo-fundação e com o intuito de diminuir consideravelmente o tempo de análise da malha gerada, apenas metade do problema foi modelado.

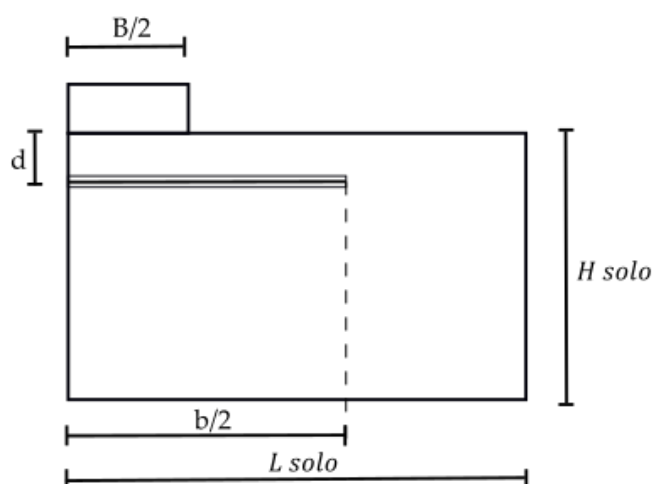


Figura 4.2 Modelo bidimensional adoptado, com dimensões representadas

De forma a impedir que as dimensões dos modelos e as condições de fronteira interferissem no cálculo da capacidade resistente da fundação, nos casos de análise em que se considerou o solo com comportamento drenado adoptou-se o valor de $4.5B$ para comprimento do solo de fundação e adoptou-se o valor de $2.5B$ para altura do mesmo. Nos casos de análise em que se considerou o solo com comportamento não drenado adoptou-se o valor de $3.5B$ e de $1.5B$ para o comprimento e a altura do solo de fundação, respectivamente.

Foram impostas condições de fronteira aos modelos, evitando que estas influenciassem de algum modo o valor obtido para a capacidade resistente da fundação. Deste modo, foram restringidos os deslocamentos em todas as direcções no limite inferior e lateral direito do

modelo, e restringidos apenas os deslocamentos horizontais no limite lateral esquerdo. As condições de fronteira impostas podem ser observadas na Figura 4.3.

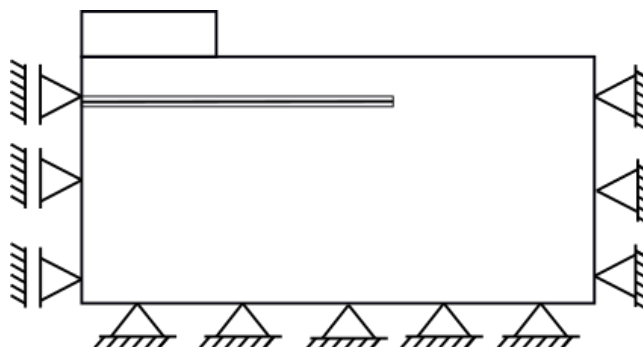


Figura 4.3 Restrições de deslocamentos impostas no modelo numérico

No presente trabalho são considerados três factores geométricos adimensionais referentes à largura do reforço e à profundidade do mesmo, dados por b/B , d/B e e_{if}/B respectivamente, cuja influência nos resultados obtidos para o coeficiente de influência de reforço será alvo de análise ao longo dos cálculos. Deste modo, será analisada o valor deste coeficiente em função da largura e da profundidade do reforço assim como da espessura da interface. O reforço será considerado progressivamente maior até atingir a largura $6B$. Para a profundidade serão assumidos os três valores representados na Figura 4.4.

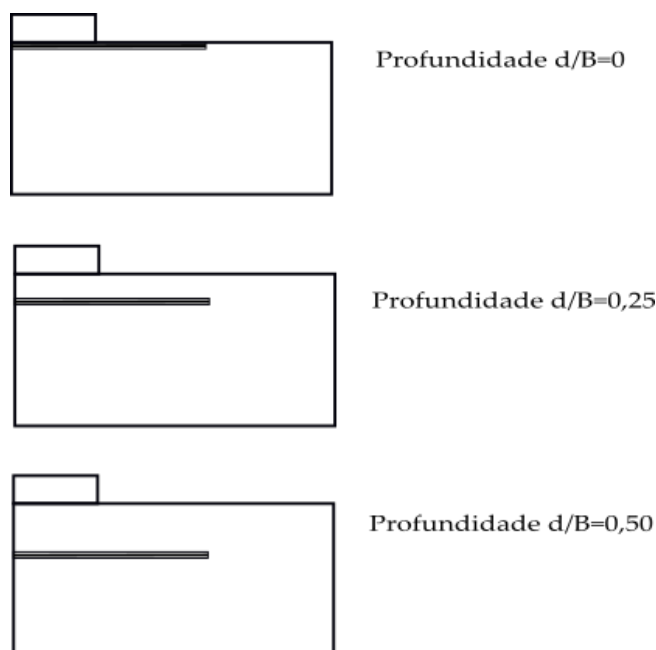


Figura 4.4 Profundidades consideradas para o elemento de reforço

Malha de elementos finitos

Como referido, a geração de malhas de elementos finitos utilizadas pelo programa *Mechpy*, é elaborada com recurso ao programa *GMSH*. Elaboraram-se malhas bidimensionais de elementos finitos, às quais foram posteriormente impostas condições limite em deslocamento e em força como se apresenta na Figura 4.3. Depois deste procedimento a malha gerada é convertida para o formato de entrada de dados do *Mechpy*, ocorrendo o processamento tal como descrito anteriormente no capítulo da validação da modelação do elemento de reforço.

As malhas de elementos finitos utilizadas nos diferentes modelos numéricos foram inicialmente refinadas de modo a possibilitar o máximo rigor nos valores obtidos. Para isto, considerando a situação inicial correspondente a um simples caso de cálculo de capacidade resistente de uma fundação superficial assente num solo sem inclusão de reforço, para um solo com comportamento não drenado, a respectiva malha de elementos finitos foi otimizada até apresentar um erro relativo de 1% relativamente ao valor teórico obtido através da equação 2.13. Optou-se por recorrer a esta equação para efeitos de refinamento da malha de elementos finitos, por possibilitar uma solução exacta da capacidade resistente em condições não drenadas. O refinamento obtido foi depois usado em todos os modelos utilizados para os cálculos em condições não drenadas assim como para os cálculos em condições drenadas. Isto deve-se à inexistência de uma solução exacta do factor N_y presente na expressão de cálculo de capacidade resistente em solos com comportamento drenado.

Concluiu-se que uma malha de elementos finitos homogeneamente distribuída ao longo do solo com 40 elementos sob metade da base da sapata (tendo em conta a simetria do modelo) permite obter um valor com um erro relativo de 1,1% e que um maior refinamento desta malha não se traduz numa diferença significativa do valor obtido e exige um maior tempo de análise. Tendo em conta a largura da sapata utilizada neste modelo, cada elemento finito triangular terá uma base com dimensão 12.5mm.

No caso do modelo referente a um solo com comportamento não drenado, a malha correspondente é formada por 137600 elementos triangulares. A mesma encontra-se representada na Figura 4.5. No caso do modelo referente a um solo com comportamento drenado, a malha correspondente é formada por 291200 elementos triangulares sendo que o grau de refinamento é o mesmo que no caso anterior, apenas tendo um número diferente de elementos dado as maiores dimensões deste modelo.

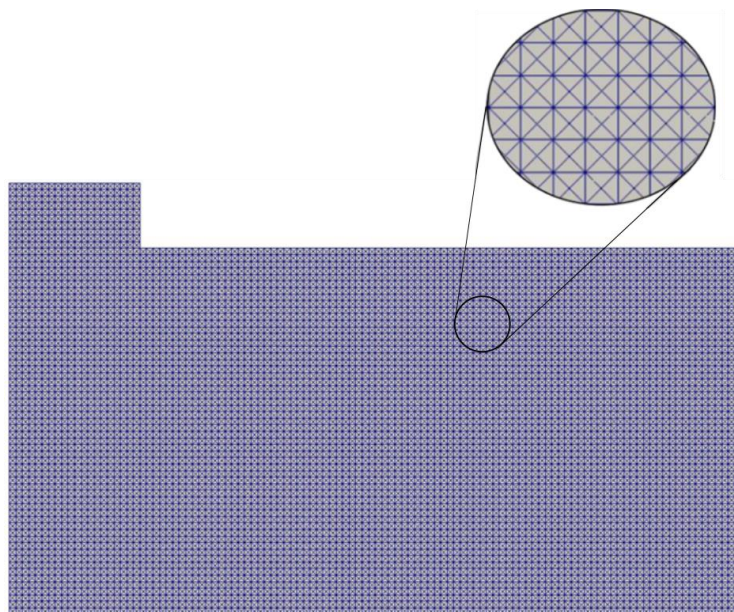


Figura 4.5 Malha de elementos finitos do modelo numérico

4.3 Validação dos modelos numéricos

Neste subcapítulo apresenta-se a validação dos modelos numéricos de elementos finitos adoptados e calibragem da espessura da interface solo-reforço, recorrendo para isso ao estudo realizado por Michalowski (2004) que consiste na proposta de métodos de cálculo para análise da capacidade resistente de uma fundação superficial, assente num solo de fundação reforçado com camada horizontal de reforço geossintético. Este recorreu a um modelo analítico para análise do tema. Escolheu-se este artigo para efeitos de calibragem e validação do modelo implementado, por considerar as mesmas condições de carregamento (vertical e centrado), assim como o mesmo número de camadas de reforço geossintético (unitário) que no presente estudo. De igual forma, apesar que por métodos diferentes, é aplicada a Análise Limite na resolução do problema.

Desta forma, é descrita a componente deste artigo sobre a qual foi realizada esta análise comparativa, com a definição do modelo analítico utilizado por Michalowski (2004) e o modelo numérico utilizado neste trabalho.

4.3.1 Descrição

Modelo analítico

Em Michalowski (2004) é proposta uma solução e analisada a evolução do comportamento da fundação para o caso em que o reforço geossintético sofre ruptura, e uma outra solução para o caso em que o mesmo tem resistência muito grande. A comparação de resultados obtidos pelo método numérico utilizado na presente dissertação e o método analítico é realizada relativamente à situação em que o reforço não rompe e em que é considerado uma única camada de reforço geossintético com uma largura progressivamente maior.

Neste artigo o autor utilizou o parâmetro adimensional BCR de modo a apurar o acréscimo de capacidade resistente resultante da inclusão do reforço. De igual forma, o autor considera existência de interface solo-reforço, e recorre às expressões 3.1 e 3.2 para parametrização deste elemento. O autor utiliza f_b e f_c , coeficientes correspondentes ao coeficiente de interface introduzido no presente estudo. Para estes coeficientes adoptou o valor de 0.6.

Nas séries de análises realizadas em Michalowski (2004) é considerado um elemento de reforço com uma resistência muito elevada e analisado o acréscimo de capacidade resistente da sapata em função da largura do reforço. Estas são realizadas para solos com comportamento drenado e não drenado, tendo em atenção que para solos de fundação com comportamento não drenado foi considerada sobrecarga sobre o terreno. O autor considera uma geometria idêntica à representada na Figura 4.2, adoptada para os modelos numéricos do presente estudo. Considerou ainda o elemento de reforço a uma profundidade $d/B = 0.3$.

Relativamente às características dos materiais envolvidos na análise, é considerado para o solo de fundação com comportamento drenado um ângulo de resistência ao corte de 30° . Nas análises realizadas para solo com comportamento não drenado, foi considerado um valor unitário para a resistência ao corte não drenada do solo e para a sobrecarga sobre o terreno, isto é, $c_u = q = 1$.

Modelos numéricos

Os modelos numéricos são constituídos por uma malha de elementos finitos com a geometria representada na Figura 4.2, assumindo a profundidade de reforço considerada no modelo analítico sobre a qual incide esta comparação, $d/B = 0.3$. São atribuídos aos materiais presentes nos modelos numéricos os parâmetros mecânicos considerados no modelo analítico anteriormente descrito. O refinamento desta malha coincide com o anteriormente descrito neste capítulo.

Relativamente à interface solo-reforço, é assumido para o coeficiente de interface o valor 0.6 tendo em conta o valor atribuído pelo autor para cálculo das propriedades da interface com recurso às expressões. As expressões utilizadas no modelo numérico dizem respeito à 3.1 e

3.2 caso se considere um solo de fundação com comportamento não drenado e drenado, respectivamente.

Relativamente ao caso de análise correspondente a um solo de fundação com comportamento não drenado, foram ainda assumidos três valores distintos para a espessura da interface solo-reforço e_{if} . Estes valores são $0.04B$, $0.02B$ e $0.004B$. Após comparação com os valores obtidos através do modelo analítico anteriormente descrito uma destas espessuras será considerada satisfatória para os modelos numéricos bidimensionais utilizados no âmbito do tema da presente dissertação. A Figura 4.6 é representativa dos parâmetros atribuídos ao solo de fundação e cargas impostas nas duas séries de análise sobre as quais incide esta validação.

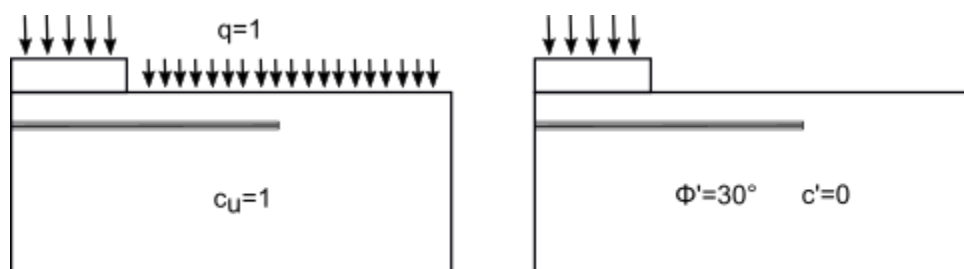


Figura 4.6 Representação esquemática de modelos numéricos para validação da geometria adoptada

4.3.2 Resultados e conclusões

Os resultados obtidos através do modelo analítico relativamente a um solo de fundação com comportamento não drenado e sobrecarga à superfície do terreno revelam que para material desta natureza o acréscimo da capacidade resistente da fundação consequente do aumento progressivo da largura do reforço pode-se observar até ao valor $4B$, ponto a partir do qual o restante acréscimo é pouco significativo, conforme se pode observar na Figura 4.7.

Considerando um solo de fundação com comportamento drenado, o mesmo não se consegue observar. De acordo com a análise realizada em Michalowski (2004) pode-se observar na Figura 4.7 que a capacidade resistente de uma fundação superficial assente em material desta natureza tem acréscimos pouco significativos atingida a largura de reforço $4B$. O autor notou que a largura de reforço para o qual se obteve um valor de pico para o melhoramento da capacidade resistente da sapata era $b/B = 6.5$, mas no entanto apenas ocorre um acréscimo de 5% conforme se aumenta a largura de $4B$ para $6.5B$, pelo que não se apresenta significativo.

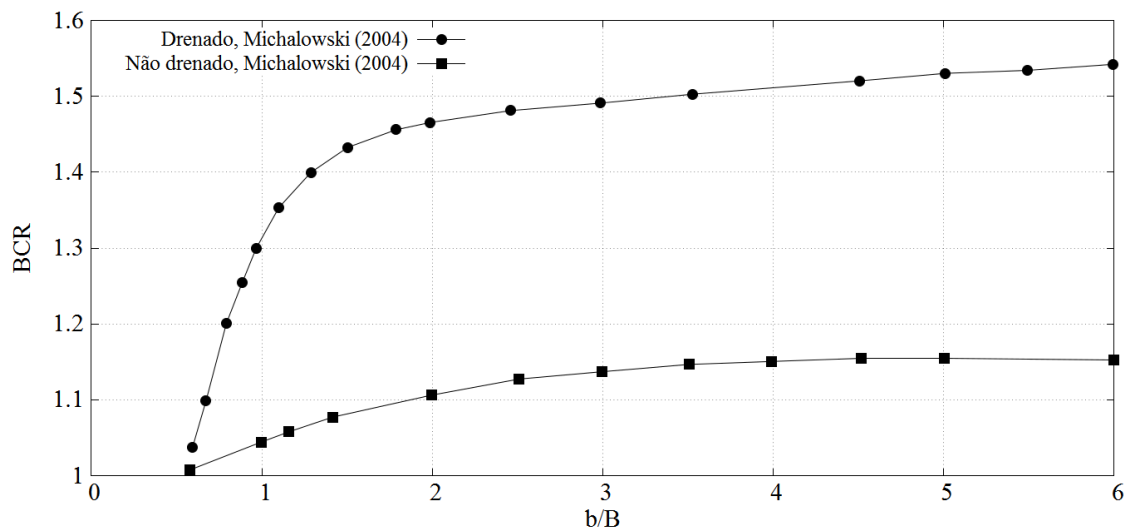


Figura 4.7 Acréscimo da capacidade resistente da fundação em função da largura do reforço, (adaptado de Michalowski (2004))

É de seguida apresentada graficamente a comparação entre os valores obtidos para o acréscimo da capacidade resistente da fundação considerando solo de fundação com comportamento não drenado entre ambos os modelos, numérico e analítico, admitindo na modelação numérica diferentes valores para a espessura da interface solo-reforço, de modo a apurar que espessura se traduz num resultado considerado satisfatório.

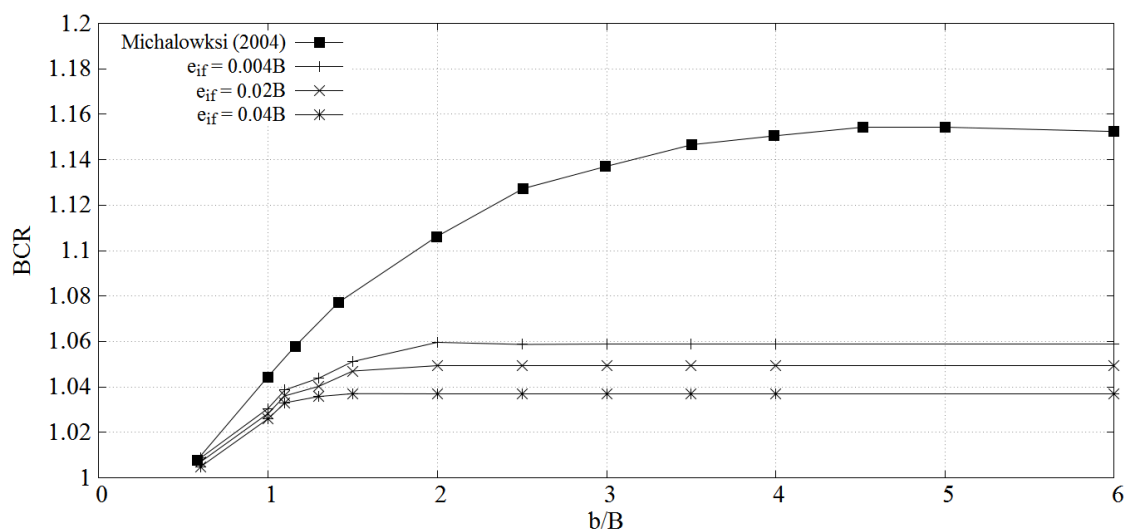


Figura 4.8 Valores obtidos pelos modelos numérico e analítico, considerando comportamento não drenado do solo

Pode-se observar a partir do gráfico representado na Figura 4.8 que a espessura 0.004B é a que se traduz num melhor comportamento da fundação sujeita a um carregamento nas condições enunciadas para esta análise. Para espessuras inferiores a esta, o acréscimo da capacidade resistente da fundação revelou-se pouco significativo pelo que esta é a espessura de interface adoptada para a geometria dos diferentes modelos numéricos presentes neste trabalho. Note-se ainda que no âmbito da validação do modelo, a tendência da relação entre o parâmetro adimensional BCR e a largura do reforço obtida com recurso a um modelo numérico,

é idêntica à obtida em Michalowski (2004). No entanto, para o modelo numérico o acréscimo de capacidade resistente atinge o valor máximo para $b = 2B$, enquanto o valor onde isto ocorre no modelo analítico é $b = 4B$.

A Figura 4.9 é representativa das taxas de dissipação em conjunto com as respectivas deformadas para larguras de reforço consideradas de maior interesse nesta análise. As figuras representativas das taxas de dissipação apresentadas ao longo deste trabalho, referentes aos modelos numéricos da sapata assumindo um solo com comportamento não drenado, utilizam a mesma escala de cores e as deformadas o mesmo factor de escala.

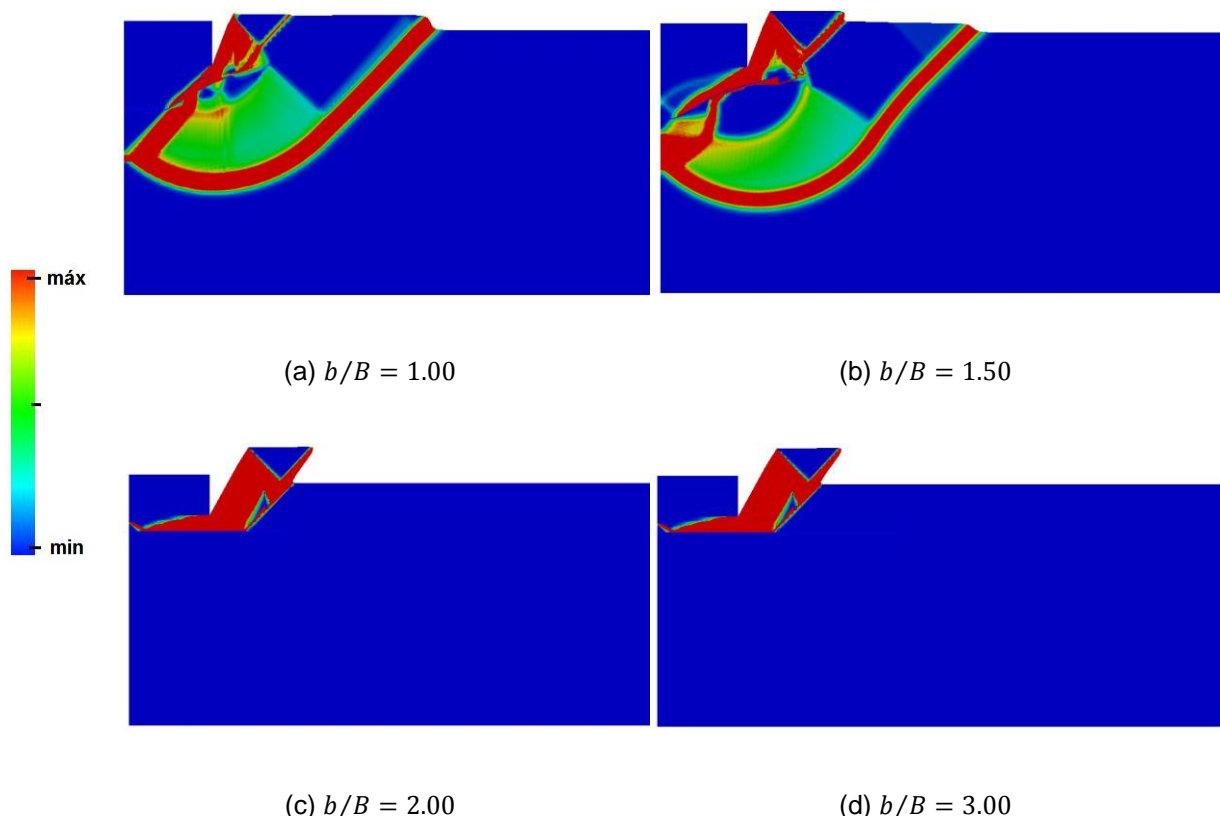


Figura 4.9 Taxa de dissipação para um solo com comportamento não drenado e $q = 1$

Nota-se que conforme se aumenta a largura de reforço até $2B$ ocorre o aumento da geometria do mecanismo de ruptura, largura a partir da qual se pode constatar que toda a dissipação se passa a concentrar na zona superior ao reforço, traduzindo-se numa estabilização da capacidade resistente da sapata conforme os resultados apresentados na Figura 4.8. Michalowski (2004) considera um mecanismo de ruptura que não se encontra restringido pelo elemento de reforço, podendo-se desenvolver com maior liberdade. Isto pode justificar as diferenças obtidas entre ambos os modelos, no que diz respeito ao patamar de estabilização assim como o valor final de capacidade resistente obtido quando a largura do reforço é $6B$. Na figura seguinte pode-se observar o mecanismo considerado por Michalowski (2004) com a representação das cunhas de solo e os vectores de velocidade.

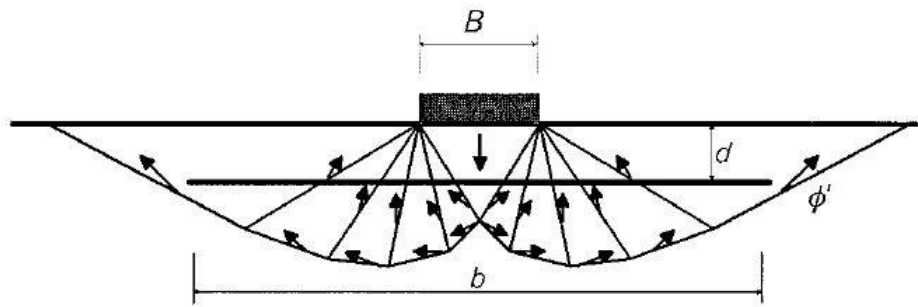


Figura 4.10 Mecanismo de ruptura (retirado de Michalowski 2004)

É de seguida apresentada na Figura 4.11 a comparação entre os valores obtidos para o acréscimo da capacidade resistente da fundação considerando solo de fundação com comportamento drenado entre ambos os modelos, numérico e analítico. Para esta análise, já é adoptada a espessura de interface $0.004B$ derivado da conclusão retirada anteriormente.

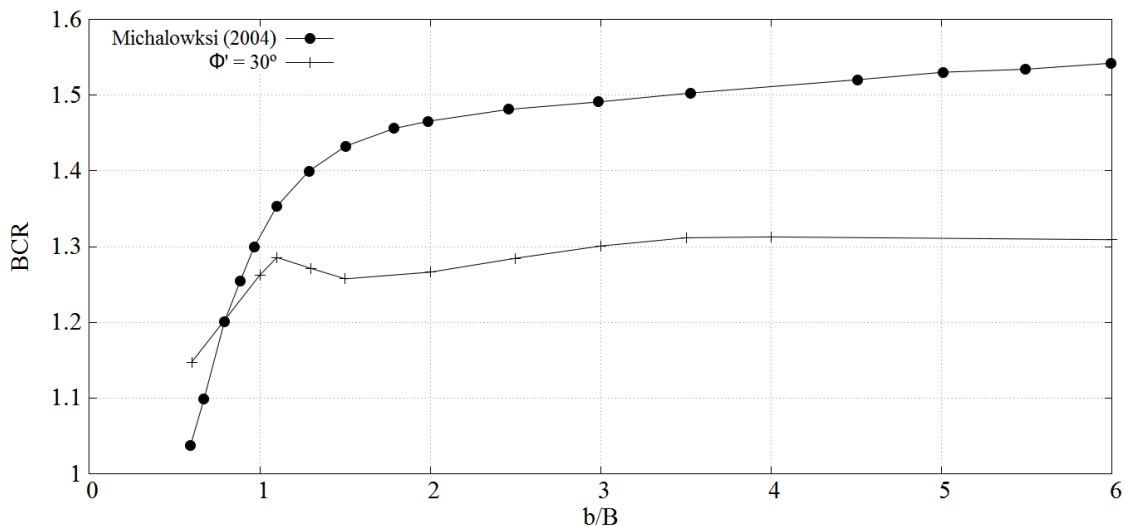


Figura 4.11 Valores obtidos pelos modelos numérico e analítico, considerando comportamento drenado do solo

Relativamente ao caso de análise de fundação superficial assente em solo com comportamento drenado, a tendência observada na análise analítica realizada em Michalowski (2004) tem uma tendência similar à observada na análise numérica de elementos finitos, no sentido em que o reforço provoca um acréscimo da capacidade resistente da fundação até uma determinada largura, a partir da qual o restante acréscimo se apresenta pouco significativo.

Na Figura 4.12 podem-se observar as taxas de dissipação em conjunto com as deformadas, representativas dos resultados anteriormente apresentados. As figuras são referentes a larguras de reforço que se considerem de maior interesse para a análise dos resultados obtidos.

As figuras representativas das taxas de dissipação apresentadas ao longo deste trabalho, referentes aos modelos numéricos da sapata assumindo um solo com comportamento drenado, utilizam a mesma escala de cores e as deformadas o mesmo factor de escala.

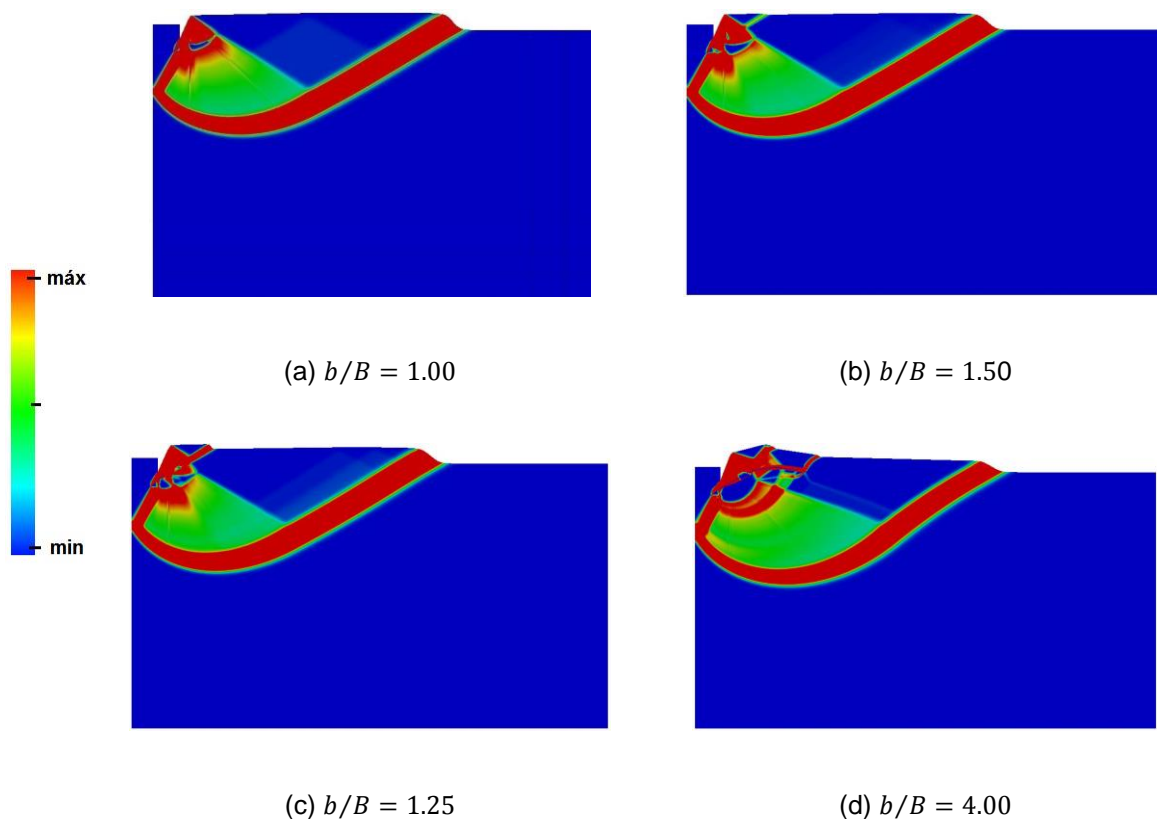


Figura 4.12 Taxa de dissipação para um solo com comportamento drenado e $\phi' = 30^\circ$

Nesta figura pode-se observar que conforme se aumenta a largura do reforço até $1B$, ocorre um ligeiro aumento da geometria do mecanismo e uma maior concentração de dissipação no interior do mesmo e junto à extremidade da sapata. Isto traduz-se num acréscimo de capacidade resistente. Conforme se aumenta a largura do reforço até $1.1B$ surge uma zona de grande concentração de dissipação na extremidade da cunha de solo junto à extremidade da sapata, o que parece traduzir-se num decréscimo de capacidade resistente até esta largura de reforço, a partir da qual ocorre um acréscimo e posterior estabilização. Este acréscimo pode ser justificado por uma maior concentração de dissipação no interior do mecanismo conforme se pode observar na Figura 4.12 (d).

Observa-se claramente que conforme a largura do reforço aumenta, este encontra-se totalmente inserido dentro do mecanismo de ruptura. As propriedades mecânicas atribuídas à interface assim como o próprio elemento de reforço provocam profundas alterações no mecanismo que podem resultar num comportamento diferente daquele apresentado por Michalowski (2004).

No entanto, não obstante das diferenças observadas, tendo em conta que as análises referentes ao caso de estudo serão realizadas considerando um intervalo de valores para o coeficiente de interface, será possível apurar mais à frente se o coeficiente 0.6 se apresenta

adequado para modelação deste tipo de problemas. De um modo geral, a tendência observada entre os dois modelos anteriormente descritos apresenta-se idêntica e como tal encontram-se validados os modelos numéricos utilizados ao longo do próximo capítulo.

5 Apresentação e análise de resultados

No presente capítulo apresentam-se os resultados obtidos nas séries de cálculos descritas de seguida, e sua respectiva análise. Os valores apresentados constituem a proposta no âmbito do tema da dissertação.

A análise dos valores obtidos para o coeficiente da influência de um elemento de reforço na capacidade resistente da fundação é acompanhada de tabelas de dados e da respectiva representação gráfica, para melhor compreensão dos parâmetros envolvidos e tendência do comportamento mecânico da estrutura conforme se aumenta progressivamente a largura do reforço.

São apresentadas figuras dos mecanismos de rotura associados para determinadas situações de maior interesse, assim como as respectivas deformadas.

5.1 Séries de cálculo

Descrevem-se de seguida as séries de cálculos envolvidas no presente estudo.

O coeficiente sobre o qual incide este estudo é analisado em função da largura do reforço, considerada progressivamente maior ao longo das análises. São considerados diversos valores para o mesmo, a variar entre 0.2 e 6. Como descrito no subcapítulo referente à definição do modelo numérico, para a parametrização dos materiais presentes neste são considerados três valores para o ângulo de resistência ao corte para solos com comportamento drenado, e considerado um valor unitário para a resistência ao corte não drenada para solos com comportamento não drenado. A influência do valor do coeficiente de interface é estudada para cada série de análise, considerando para o mesmo um conjunto de valores entre 0.2 e 1. Por sua vez, são consideradas três profundidades distintas para a inclusão do elemento de reforço.

As séries de cálculos realizados no âmbito do tema da presente dissertação encontram-se sumarizadas nos esquemas representados nas seguintes figuras.

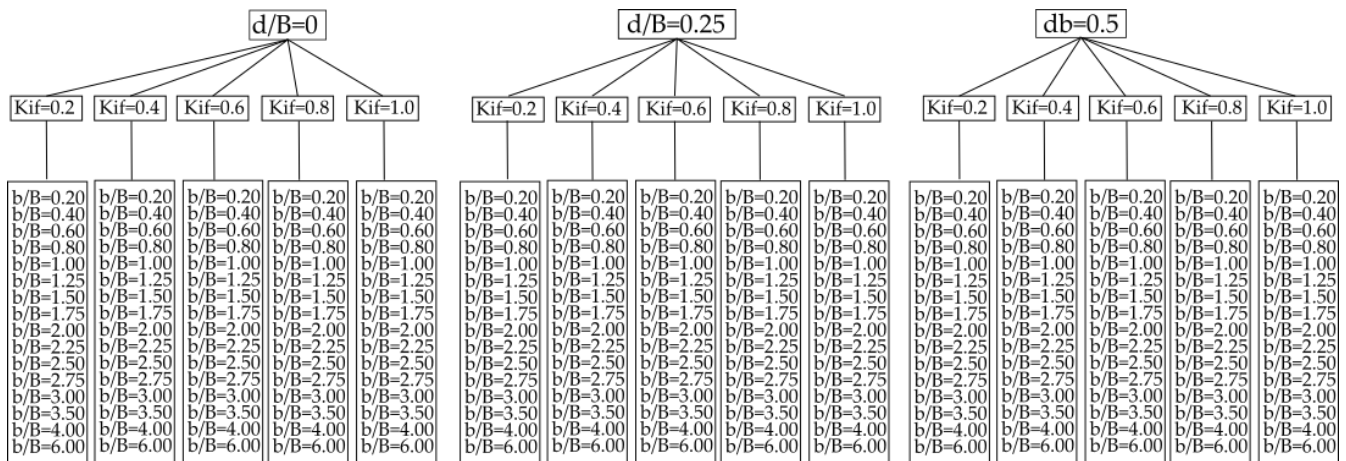


Figura 5.1 Séries de cálculos considerando um solo com comportamento não drenado

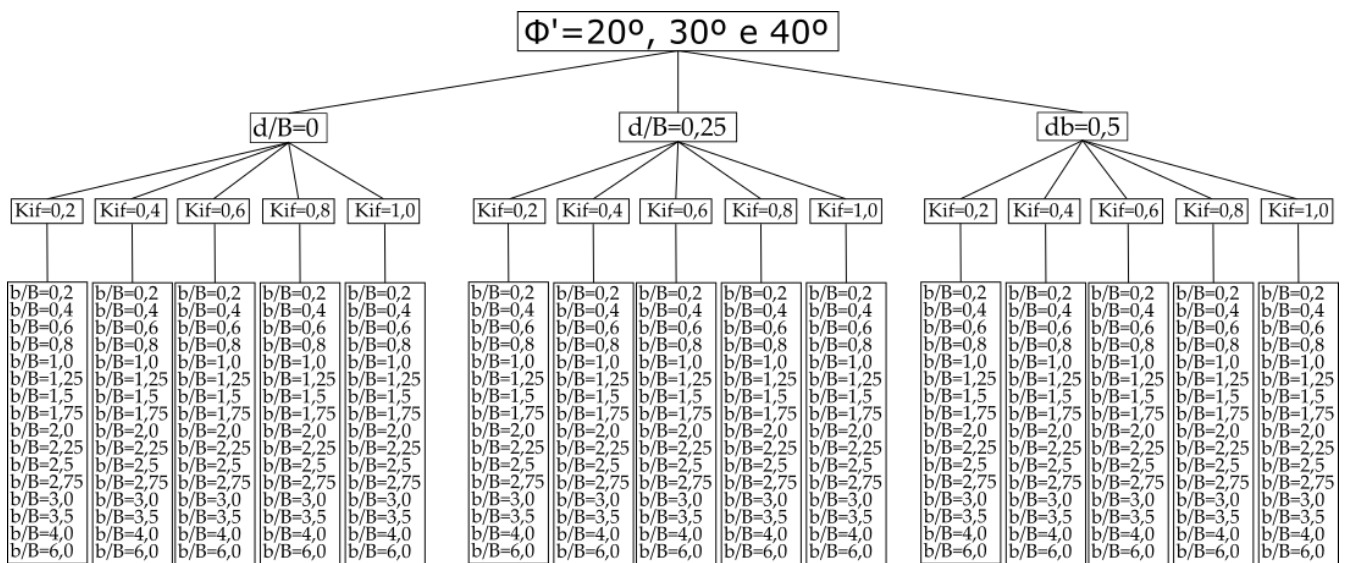


Figura 5.2 Séries de cálculos considerando um solo com comportamento drenado

5.2 Solo de fundação com comportamento não drenado

Apresentam-se e analisam-se neste subcapítulo os valores obtidos para o coeficiente da influência da inclusão de elemento de reforço na capacidade resistente de uma fundação superficial solicitada por acção vertical e centrada assente sobre um solo com comportamento não drenado, considerando os modelos numéricos de elementos finitos constituídos por um solo de fundação com resistência ao corte não drenada com valor unitário, $c_u = 1.0$, e admitindo todos os coeficientes de interface solo-reforço descritos anteriormente.

Tabela 5.1 Valores obtidos para g_{cu} considerando a profundidade do reforço à superfície

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.40	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.60	1.001	1.002	1.002	1.002	1.003
0.80	1.007	1.015	1.019	1.022	1.024
1.00	0.999	1.020	1.034	1.044	1.050
1.25	0.976	1.017	1.046	1.065	1.079
1.50	0.968	1.023	1.059	1.084	1.102
1.75	0.963	1.032	1.073	1.102	1.122
2.00	0.963	1.041	1.084	1.116	1.134
2.25	0.963	1.045	1.088	1.118	1.136
2.50	0.963	1.043	1.087	1.118	1.137
2.75	0.963	1.042	1.087	1.119	1.138
3.00	0.963	1.042	1.087	1.119	1.138
3.50	0.963	1.042	1.087	1.119	1.138
4.00	0.963	1.042	1.087	1.119	1.138
6.00	0.963	1.042	1.087	1.119	1.138

Tabela 5.2 Valores obtidos para g_{cu} considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.25$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.40	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.60	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.80	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
1.00	1.001	1.005	1.007	1.009	1.011
1.25	1.004	1.019	1.031	1.040	1.049
1.50	1.013	1.035	1.053	1.069	1.079
1.75	1.021	1.050	1.073	1.085	1.094
2.00	1.029	1.063	1.081	1.095	1.106
2.25	1.035	1.068	1.089	1.105	1.115
2.50	1.034	1.067	1.091	1.109	1.119
2.75	1.030	1.064	1.090	1.109	1.120
3.00	1.029	1.064	1.090	1.109	1.120
3.50	1.028	1.064	1.090	1.109	1.120
4.00	1.028	1.064	1.090	1.109	1.120
6.00	1.029	1.064	1.090	1.109	1.120

Tabela 5.3 Valores obtidos para g_{cu} considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.5$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	1.003	1.003	1.004	1.004	1.004
0.40	1.003	1.010	1.012	1.013	1.013
0.60	0.989	1.005	1.015	1.021	1.022
0.80	0.958	0.983	1.004	1.019	1.026
1.00	0.926	0.959	0.988	1.011	1.027
1.25	0.890	0.933	0.971	1.004	1.027
1.50	0.863	0.916	0.963	1.002	1.027
1.75	0.851	0.912	0.963	1.002	1.027
2.00	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
2.25	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
2.50	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
2.75	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
3.00	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
3.50	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
4.00	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027
6.00	0.850	0.912	0.963	1.002	1.027

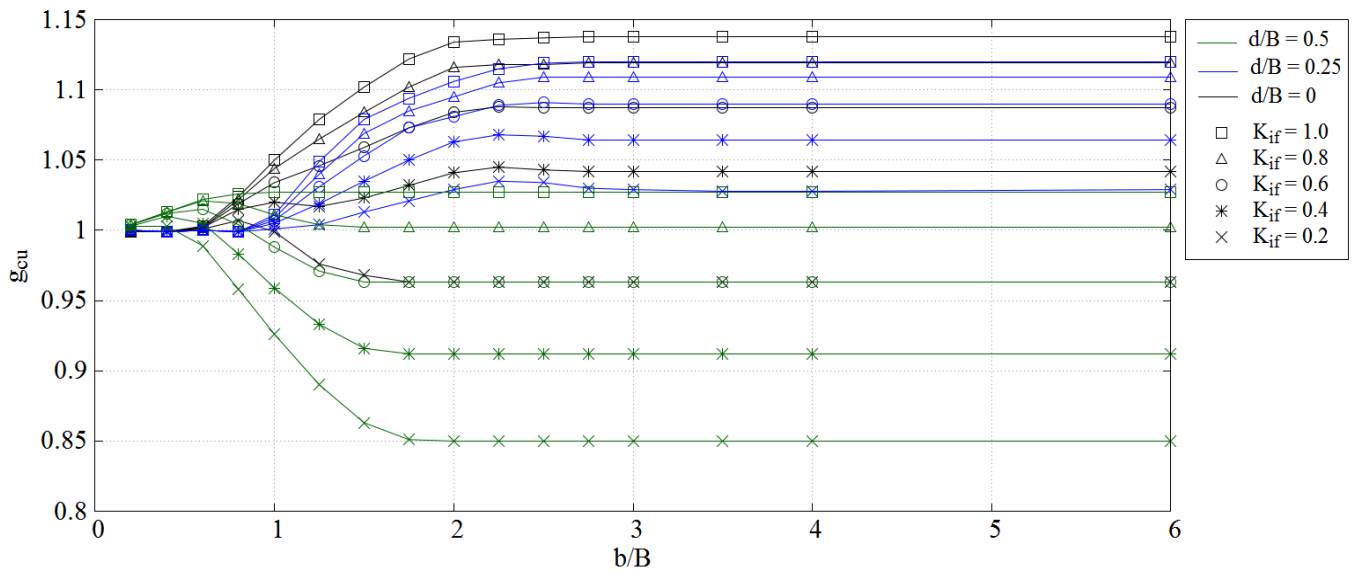


Figura 5.3 Valores obtidos para o coeficiente g_{cu} , considerando comportamento não drenado do solo

Na Figura 5.3 é possível observar que o valor de g_{cu} para a maioria dos coeficientes de interface assumidos tem uma relação com o parâmetro geométrico b/B conforme o esperado para solos de fundação com comportamento não drenado, ou seja, ocorre um aumento do valor de g_{cu} conforme se considera uma largura do reforço progressivamente maior até um determinado ponto a partir do qual se mantém constante. Um aumento da largura do reforço a partir deste ponto não se demonstra benéfico para o melhoramento da capacidade resistente da fundação.

Relativamente à análise em que o reforço é considerado à superfície do solo, constata-se que assumindo um coeficiente de interface 0.2, provavelmente derivado das fracas características

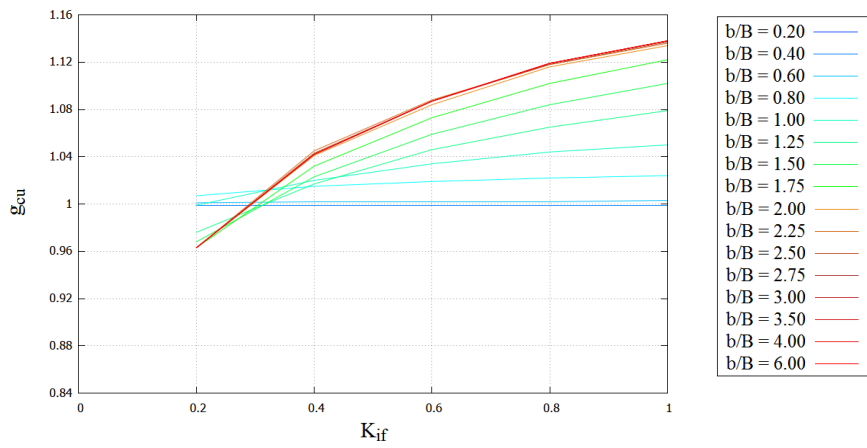
de resistência mecânica da interface, a inclusão de um elemento de reforço no terreno provoca um decréscimo diminuto da capacidade resistente da sapata. Ainda para esta situação, o decréscimo máximo registado é de cerca de 4% relativamente à situação analisada sem reforço. Assumindo coeficientes de interface entre 0.4 e 1, constata-se que existe um aumento do valor de g_{cu} até $b/B = 2$, largura a partir da qual se mantém constante sendo este o seu patamar de estabilização. Considerando o coeficiente de interface 0.4, 0.6, 0.8 e 1, o aumento de g_{cu} traduz-se num acréscimo de capacidade resistente de cerca 4%, 9%, 12 e 14% respectivamente.

Relativamente à análise em que $d/B = 0.25$ constata-se que a largura do reforço na qual o acréscimo do coeficiente da influência de reforço estabiliza é $2.5B$, considerando qualquer coeficiente de interface. Para os coeficientes de interface 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 e 1.0 o valor de g_{cu} traduz-se num acréscimo de capacidade resistente de 3%, 6%, 9%, 11% e 12%, respectivamente. Neste caso, o patamar de estabilização do coeficiente g_{cu} ocorre na largura de reforço $2.5B$.

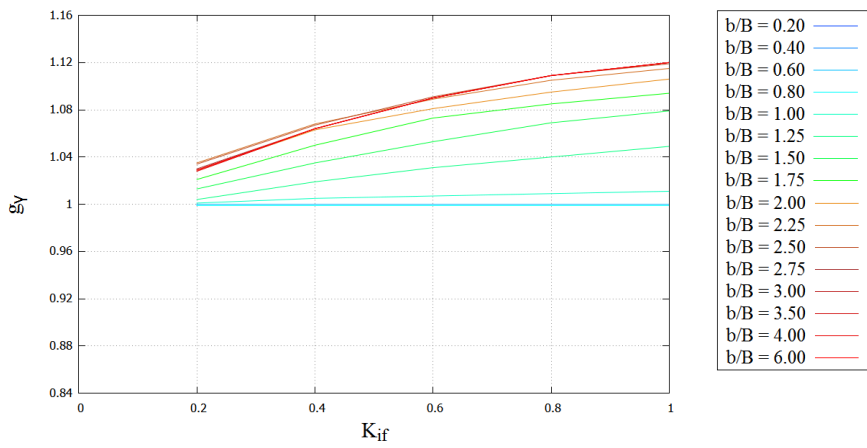
Relativamente a uma profundidade de $d/B = 0.5$ é possível observar, que independentemente do valor assumido para o coeficiente de interface a inclusão de um elemento de reforço no solo não se revela significativo para o melhoramento da capacidade resistente da fundação que sobre este assenta. Note-se que para coeficiente de interface entre 0.2 e 0.6 inclusive, ocorre um decréscimo do coeficiente g_{cu} de cerca de 15%, 9% e 5% respectivamente. Para o coeficiente de interface 0.8 e 1, os valores obtidos para g_{cu} não são significativos.

Pode-se observar na Figura 5.3 que conforme esperado para solos desta natureza, a inclusão de um elemento de reforço se revela mais significativo para o melhoramento da capacidade resistente da fundação superficial quando o mesmo é colocado à superfície. Colocando o reforço à profundidade $d/B = 0.25$ ainda se nota um ganho de capacidade resistente para determinados valores de coeficiente de interface. Relativamente ao caso de análise em que o reforço é colocado à profundidade $d/B = 0.5$, este revela-se prejudicial ou pouco significativo para o melhoramento da capacidade resistente da sapata.

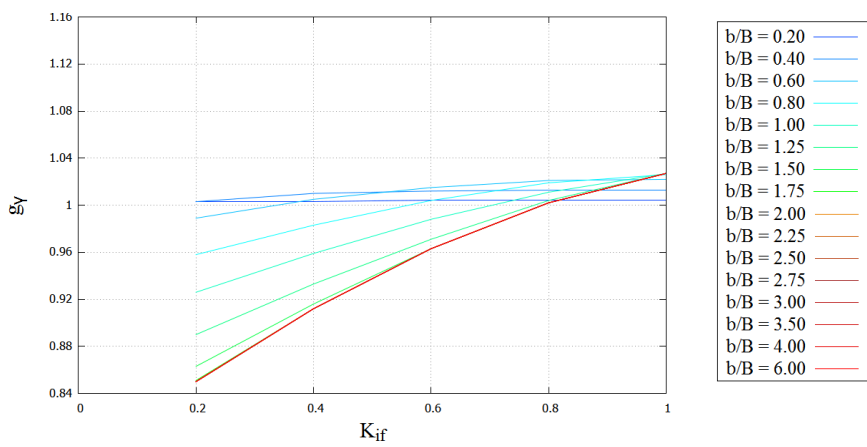
Na Figura 5.4 apresentam-se gráficos representativos da influência das propriedades atribuídas à interface solo-reforço no valor obtido para g_{cu} .



(a) $d/B = 0$



(b) $d/B = 0.25$



(c) $d/B = 0.50$

Figura 5.4 Relações entre g_{cu} e K_{if}

Pode-se observar na Figura 5.4 que a influência das propriedades mecânicas atribuídas à interface é mais notória conforme se considerem larguras de reforço maiores, provavelmente por interceptar o mecanismo de ruptura provocando alterações no mesmo. Como seria de esperar, quanto maior o coeficiente de interface adoptado maiores são os valores obtidos para g_{cu} . O mesmo comportamento será possível observar na análise em condições drenadas.

Nos casos de análise em que $d/B = 0$ e $d/B = 0.25$, nota-se que conforme se adopta um coeficiente de reforço maior ocorre um melhoramento da capacidade resistente cada vez mais significativo. Considerando a análise em que $d/B = 0.5$ nota-se que a inclusão de um elemento de reforço provoca um decréscimo da capacidade resistente, mas apresentando-se pouco significativa conforme o coeficiente de interface adoptado se aproxima da unidade.

Apresentam-se na Figura 5.5, 5.6 e 5.7 as taxas de dissipação em conjunto com as deformadas, representativas dos valores apresentados ao longo desta série de cálculo. As figuras são referentes a larguras de reforço que se considerem de maior interesse para a análise do comportamento da fundação superficial, assumindo um coeficiente de interface 0.6 devido às conclusões retiradas anteriormente.

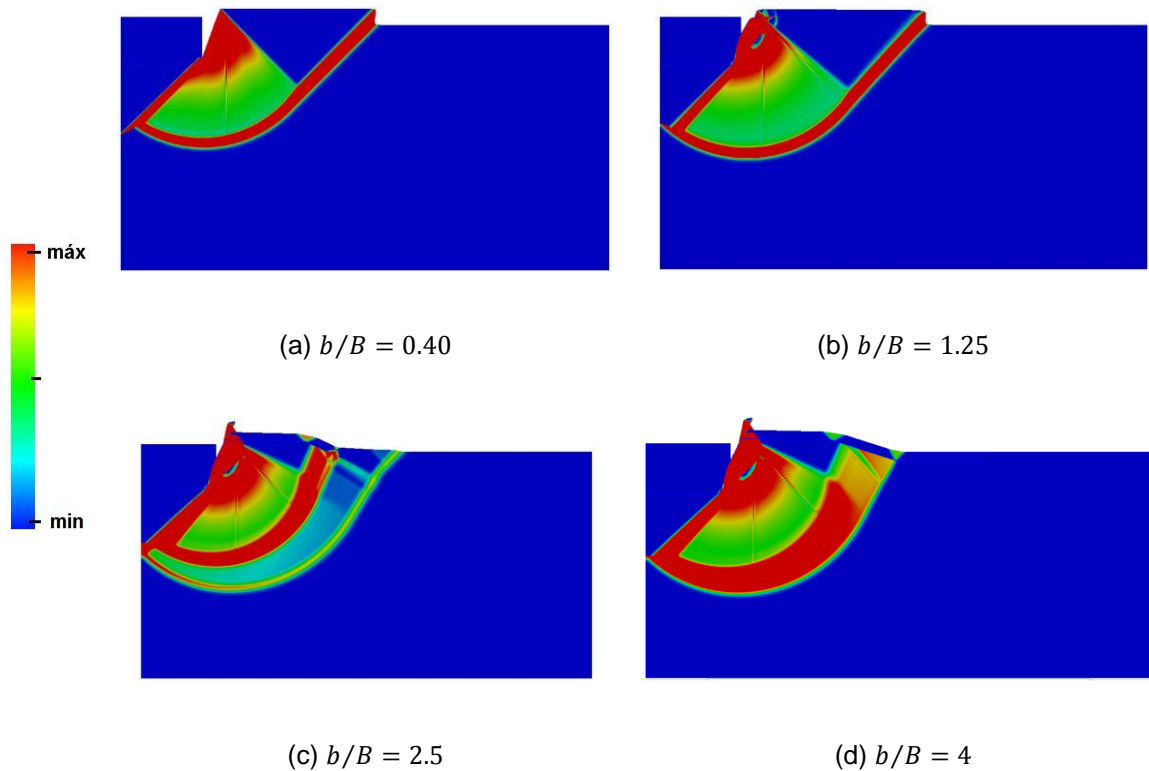


Figura 5.5 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento não drenado, $d/B = 0$ e $K_{if} = 0.6$

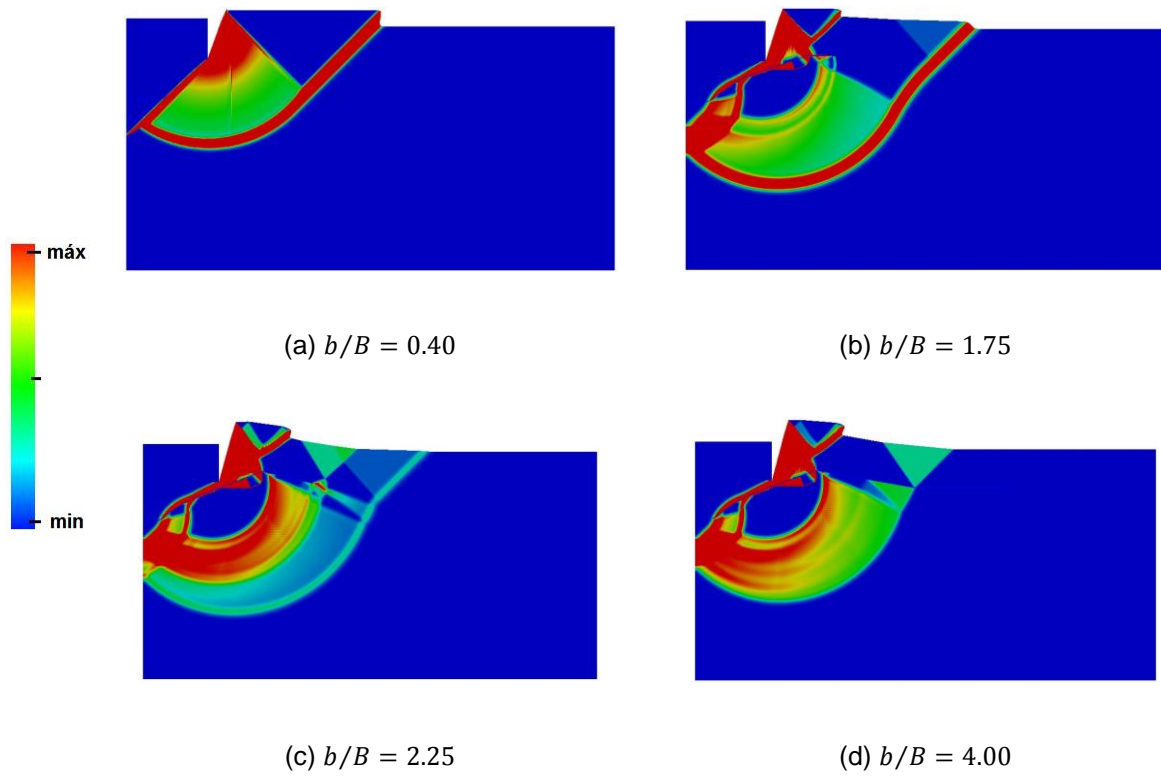


Figura 5.6 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento não drenado, $d/B = 0.25$ e $K_{if} = 0.6$

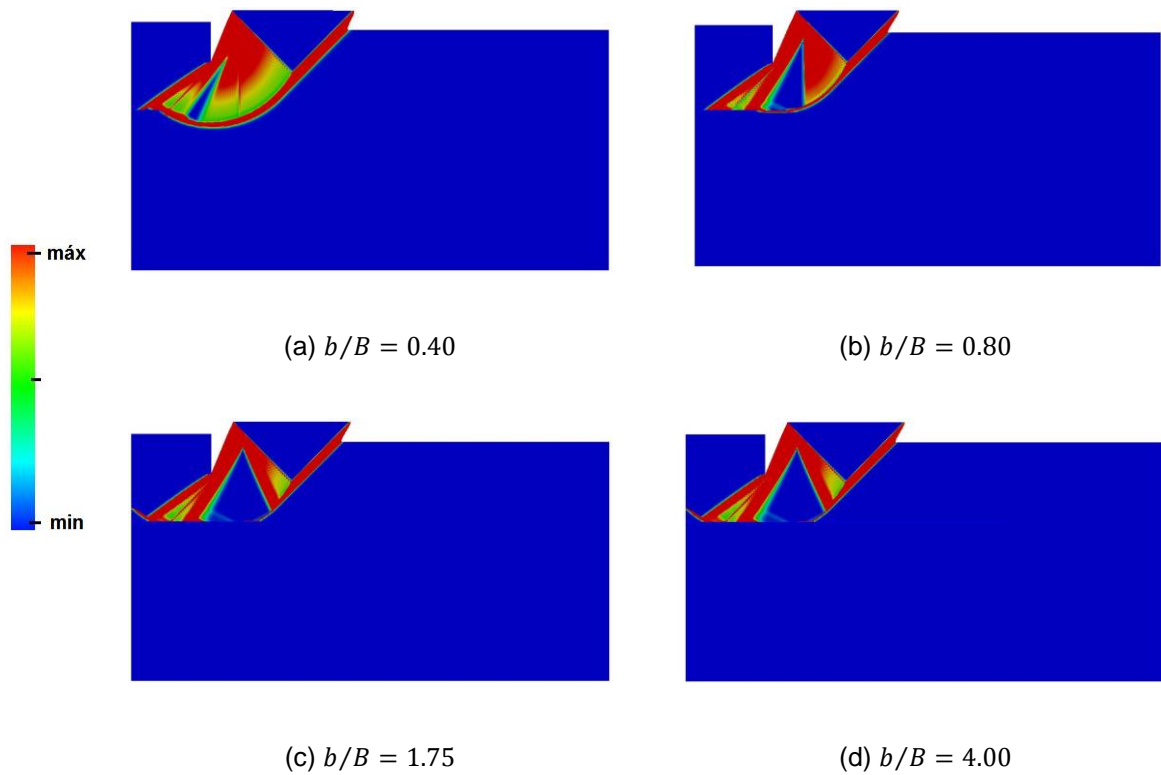


Figura 5.7 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento não drenado, $d/B = 0.5$ e $K_{if} = 0.6$

A comparação entre estas figuras permitem confirmar o que fora concluído da análise dos resultados apresentados na Figura 5.3, em que a influência de um elemento de reforço na capacidade resistente de uma fundação é mais notória quando o mesmo é considerado à superfície. Pode-se observar na Figura 5.5 (a), referente à análise em que o reforço é colocado à superfície, um aumento da geometria do mecanismo conforme se aumenta a largura do reforço assim como um alargamento da zona de dissipação. Nos mecanismos de ruptura referentes à profundidade $d/B = 0.25$, representados na Figura 5.5 (b), pode-se observar a influência do reforço no desenvolvimento do mecanismo conforme se aumenta o reforço até $b/B = 2.25$, ocorrendo um aumento da geometria do mecanismo, largura a partir da qual o mecanismo não apresenta alterações significativas. Isto parece traduzir-se num aumento da capacidade resistente até à largura mencionada, a partir do qual se mantém constante conforme se pode observar nos valores apresentados na Figura 5.3. Refira-se que para os baixos valores de b/B , o mecanismo não sofre alterações em relação ao mecanismo do solo sem reforço, quer no caso $d/B = 0$ como no caso $d/B = 0.25$. A introdução do reforço a $d/B = 0.25$ produz, com o aumento de b/B , alterações profundas do mecanismo, potenciando a existência de dissipação em zonas onde não existia nos mecanismos sem reforço, assim como a de zonas de bloco rígido onde havia dissipação.

Nos mecanismos referentes à profundidade de reforço $d/B = 0.5$ constata-se que a totalidade da dissipação ocorre na zona superior ao elemento de reforço, o que parece resultar numa perda de capacidade resistente da fundação a partir de $b/B = 0.8$ conforme se pode observar nos valores apresentados na Figura 5.3. A zona de reforço, com coeficiente de interface inferior à unidade, introduz um plano de propriedades de baixo valor e que, devido à geometria do problema, permite que o mecanismo “deslize” com relativa facilidade sobre a zona do reforço.

5.3 Solo de fundação com comportamento drenado

Apresentam-se e analisam-se neste subcapítulo os valores obtidos para o coeficiente da influência da inclusão de elemento de reforço na capacidade resistente de uma fundação superficial solicitada por acção vertical e centrada assente sobre um solo com comportamento drenado, considerando o modelo numérico de elementos finitos constituído por um solo de fundação com ângulo de resistência ao corte com valores 20° , 30° e 40° e admitindo todos os coeficientes de interface solo-reforço descritos anteriormente.

Solo de fundação com ângulo de resistência ao corte 20°

Primeiramente realiza-se análise e apresentação dos dados obtidos considerando um solo de fundação com ângulo de resistência ao corte 20° .

Tabela 5.4 Valores obtidos para g_γ considerando a profundidade do reforço à superfície e $\phi'=20^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.992	0.993	0.996	0.995	0.997
0.40	0.978	1.001	1.000	1.012	1.029
0.60	0.926	0.981	1.012	1.031	1.077
0.80	0.903	0.992	1.052	1.080	1.180
1.00	0.909	1.049	1.136	1.170	1.229
1.25	0.912	1.048	1.161	1.214	1.251
1.50	0.915	1.051	1.160	1.228	1.267
1.75	0.915	1.057	1.160	1.227	1.266
2.00	0.916	1.057	1.162	1.231	1.273
2.25	0.915	1.059	1.166	1.235	1.277
2.50	0.915	1.058	1.165	1.239	1.278
2.75	0.915	1.062	1.165	1.242	1.284
3.00	0.915	1.063	1.165	1.241	1.286
3.50	0.915	1.064	1.169	1.242	1.283
4.00	0.915	1.061	1.169	1.239	1.280
6.00	0.915	1.058	1.166	1.237	1.284

Tabela 5.5 Valores obtidos para g_γ considerando $d/B = 0.25$ e $\phi'=20^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.980	0.987	0.990	0.991	1.000
0.40	0.982	1.042	1.084	1.098	1.112
0.60	0.923	1.030	1.122	1.185	1.239
0.80	0.809	0.954	1.087	1.202	1.346
1.00	0.680	0.847	1.017	1.172	1.412
1.25	0.583	0.766	0.960	1.149	1.349
1.50	0.561	0.754	0.959	1.149	1.346
1.75	0.559	0.756	0.957	1.153	1.344
2.00	0.558	0.755	0.958	1.151	1.343
2.25	0.557	0.754	0.956	1.156	1.343
2.50	0.559	0.757	0.960	1.151	1.342
2.75	0.560	0.752	0.962	1.152	1.342
3.00	0.556	0.755	0.959	1.157	1.342
3.50	0.556	0.758	0.961	1.156	1.342
4.00	0.551	0.754	0.959	1.153	1.342
6.00	0.550	0.752	0.956	1.152	1.342

Tabela 5.6 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.5$ e $\phi' = 20^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.987	0.987	0.987	0.987	0.987
0.40	0.974	0.988	0.988	0.988	0.988
0.60	0.909	0.952	0.983	0.987	0.987
0.80	0.841	0.904	0.951	0.983	0.989
1.00	0.777	0.856	0.923	0.974	0.992
1.25	0.715	0.813	0.892	0.958	0.988
1.50	0.676	0.784	0.879	0.951	0.988
1.75	0.655	0.775	0.878	0.952	0.988
2.00	0.649	0.774	0.877	0.953	0.992
2.25	0.648	0.774	0.878	0.951	0.994
2.50	0.651	0.775	0.877	0.954	0.988
2.75	0.651	0.775	0.877	0.951	0.988
3.00	0.648	0.774	0.877	0.952	0.986
3.50	0.653	0.774	0.878	0.951	0.985
4.00	0.648	0.774	0.877	0.951	0.988
6.00	0.648	0.775	0.878	0.95	0.988

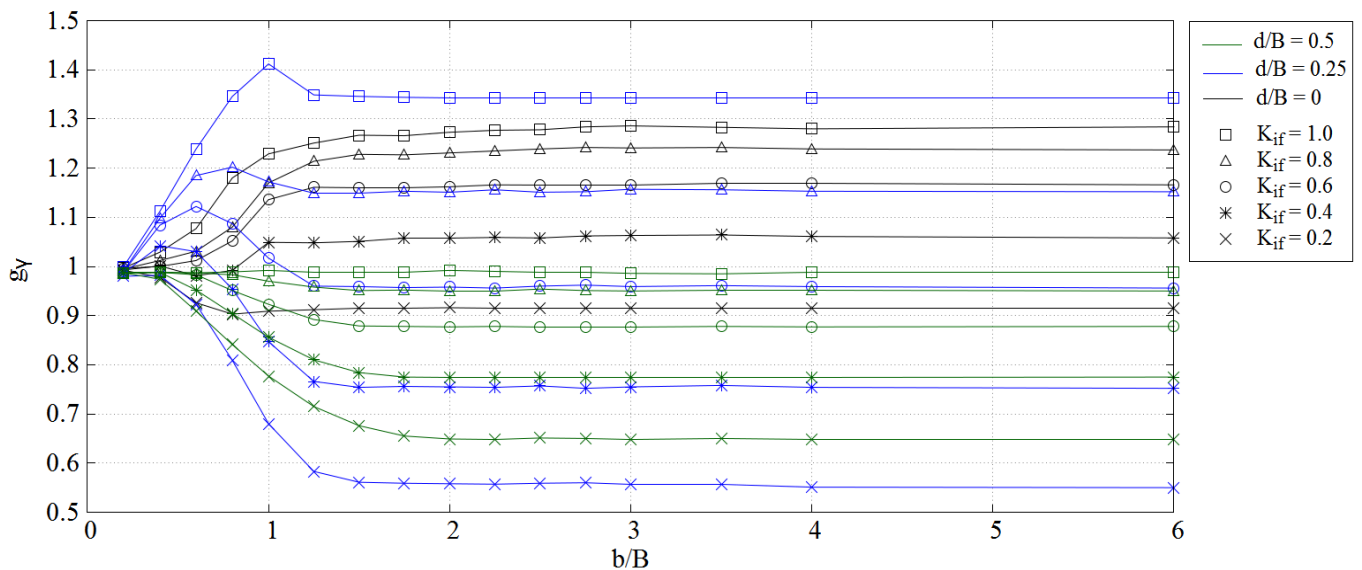


Figura 5.8 Valores obtidos para o coeficiente g_y considerando $\phi' = 20^\circ$

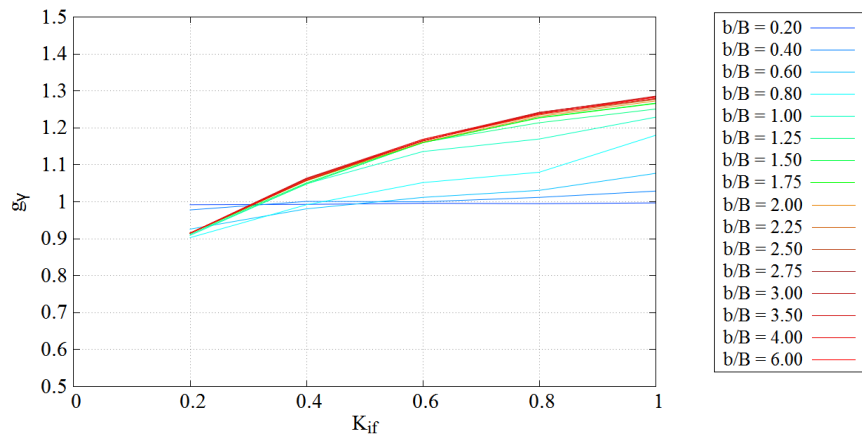
Observando a Figura 5.8 constata-se na análise em que o reforço é considerado à superfície, g_y adota valores superiores a 1 para coeficientes de interface entre 0.4 e 1.0, traduzindo melhoria pouco significativa para o primeiro. Atingida a largura $2B$ aproximadamente, o acréscimo da capacidade resistente da fundação estabiliza, não se revelando benéfico aumentar a largura do reforço a partir deste ponto. Este acréscimo é de aproximadamente 12%, 18% e 23% conforme se admitam coeficientes de interface 0.6, 0.8 e 1.0 respectivamente. Pode-se observar também que considerando o coeficiente de interface 0.2, existe um decréscimo máximo do valor obtido para o coeficiente g_y de cerca de 13% relativamente à situação inicial analisada sem reforço

Relativamente à profundidade $d/B = 0.25$, é possível observar que para os coeficientes de interface 0.8 e 1, g_y apenas adopta valores superiores a 1. Isto traduz-se num acréscimo de capacidade resistente de 15% e 34%, respectivamente, ocorrendo para larguras de reforço até $1.5B$ aproximadamente, a partir da qual se mantém constante. Considerando o coeficiente de interface 0.6, o coeficiente g_y adopta valores positivos apenas quando se consideram pequenas larguras de reforço, inferiores a aproximadamente $1B$. Para larguras superiores, o contributo da inclusão de um elemento de reforço não se apresenta significativo. Considerando coeficientes de interface entre 0.2 e 0.4, g_y adopta valores inferiores a 1, ou seja, observa-se um decréscimo da capacidade resistente da sapata conforme se aumenta a largura do reforço, até atingir um ponto a partir do qual se mantém constante. Este decréscimo é de cerca de 45% considerando o coeficiente de interface 0.2 e 25% considerando um coeficiente de interface 0.4. Nota-se para qualquer coeficiente de interface um pico máximo do valor de g_y para uma determinada largura do reforço, a partir do qual ocorre um decréscimo do mesmo e posterior estabilização. Este fenómeno é observado repetidas vezes ao longo das análises, sendo que nesta análise é mais evidente.

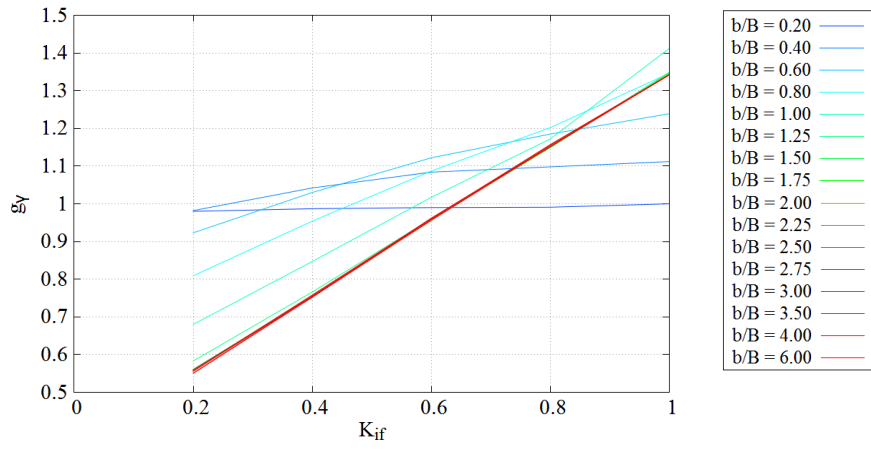
Relativamente à análise em que $d/B = 0.5$ é possível observar que a inclusão de um elemento de reforço no solo provoca um decréscimo da capacidade resistente da fundação superficial, para qualquer valor de coeficiente de interface assumido. Para valores entre 0.8 e 1.0 os valores obtidos para g_y não se traduzem em alterações significativas da capacidade resistente da sapata. Considerando os coeficientes de interface 0.2, 0.4 e 0.6 g_y adopta valores progressivamente menores conforme se aumenta a largura do reforço, mantendo-se constante a partir de $b/B = 2$, aproximadamente. Nestes casos, pode-se observar um decréscimo da capacidade resistente da fundação de cerca de 40%, 27% e 16% respectivamente.

A partir da análise da Figura 5.8 pode-se concluir então que a inclusão de um elemento de reforço no solo se revela mais benéfico para melhoramento da capacidade resistente da fundação para solos desta natureza quando o mesmo se considera à superfície, dependendo isto do coeficiente de interface considerado. Para determinados coeficientes de interface, a profundidade $0.25B$ é a que se traduz num melhoramento mais notório da capacidade resistente da sapata. Relativamente ao caso de análise em que o reforço é colocado à profundidade $d/B = 0.5$, este revela-se prejudicial ou pouco significativo para o melhoramento resistência mecânica do solo de fundação.

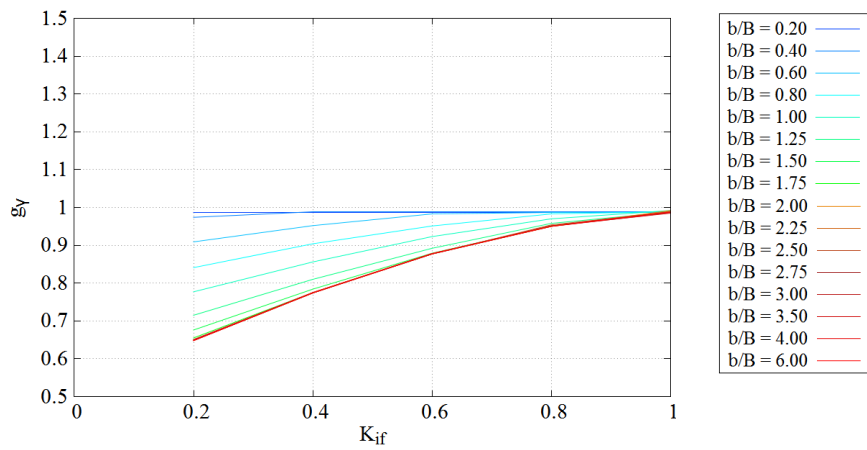
De seguida apresentam-se gráficos representativos da influência das propriedades atribuídas à interface solo-reforço no valor obtido para g_y , considerando um solo com ângulo de resistência ao corte de 20° .



(a) $d/B = 0$



(b) $d/B = 0.25$



(c) $d/B = 0.50$

Figura 5.9 Relações entre g_γ e K_{if} considerando um solo com $\phi' = 20^\circ$

Na Figura 5.9 nota-se que, assumindo o reforço à superfície, ocorre um melhoramento da capacidade resistente da sapata cada vez mais notório conforme se adopta um coeficiente de interface maior, apresentando-se pouco significativo para os coeficientes de interface 0.2 e 0.4. Pode-se observar ainda que na análise em que $d/B = 0.25$, os coeficientes de interface 0.2 e 0.4 traduzem-se num decréscimo da capacidade resistente enquanto os coeficientes 0.8 e 1 traduzem-se num acréscimo da mesma. É possível observar para a maioria dos coeficientes de interface o fenómeno anteriormente descrito, em que se observa um pico do valor de g_y para uma determinada largura de reforço, a partir do qual tende a decrescer e estabilizar chegando em certos casos a apresentar valores inferiores a 1. Considerando a análise em que $d/B = 0.5$ nota-se que a inclusão de um elemento de reforço provoca um decréscimo da capacidade resistente, mas apresentando-se pouco significativa conforme o coeficiente de interface adoptado se aproxima da unidade.

Na Figura 5.10, Figura 5.11 e Figura 5.12 podem-se observar as taxas de dissipação em conjunto com as deformadas, representativas dos valores apresentados ao longo desta série de cálculo. Novamente, as figuras são referentes a larguras de reforço que se considerem de maior interesse para esta análise. Começa-se por se constatar que os mecanismos com pouca influência de reforço são mais espalhados geometricamente ao longo do domínio. Este aumento é mais evidente com o aumento do ângulo de resistência ao corte do solo, como se constatará em figuras seguintes. As superfícies curvas, que no caso não drenado eram basicamente circulares, passam aqui a ter desenvolvimento espiral o que se mantém também para os ângulos de resistência ao corte superiores.

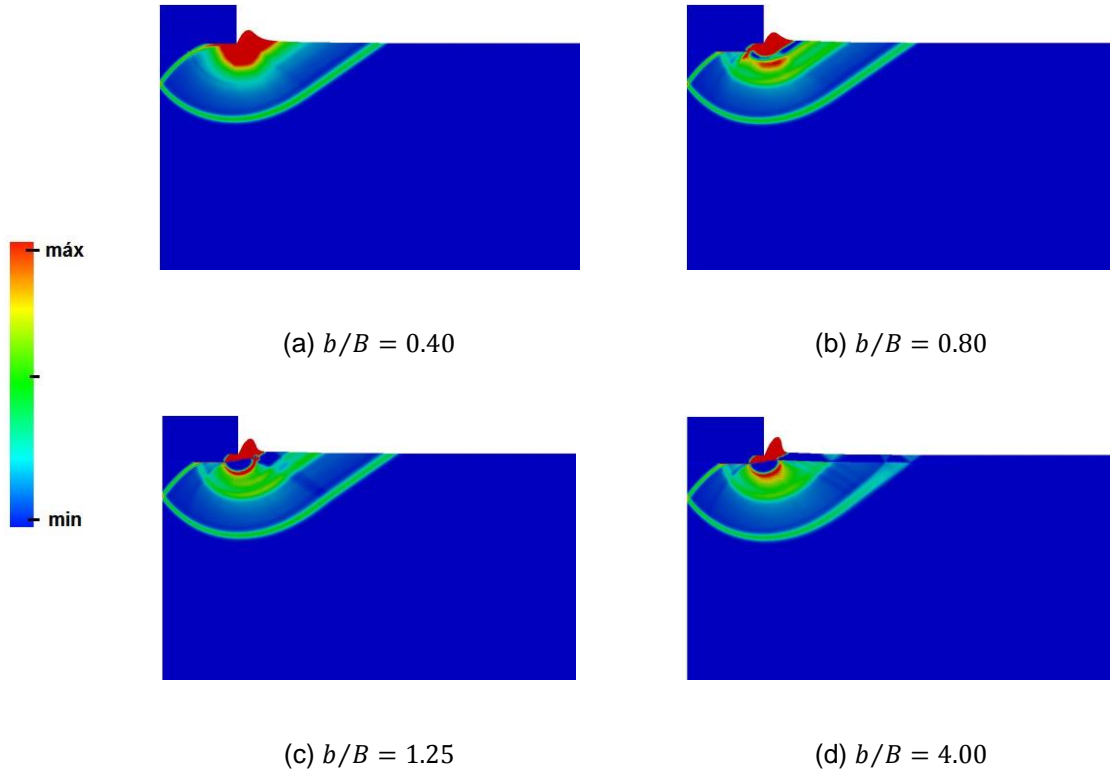


Figura 5.10 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi' = 20^\circ$, $d/B = 0$ e $K_{if} = 0.6$

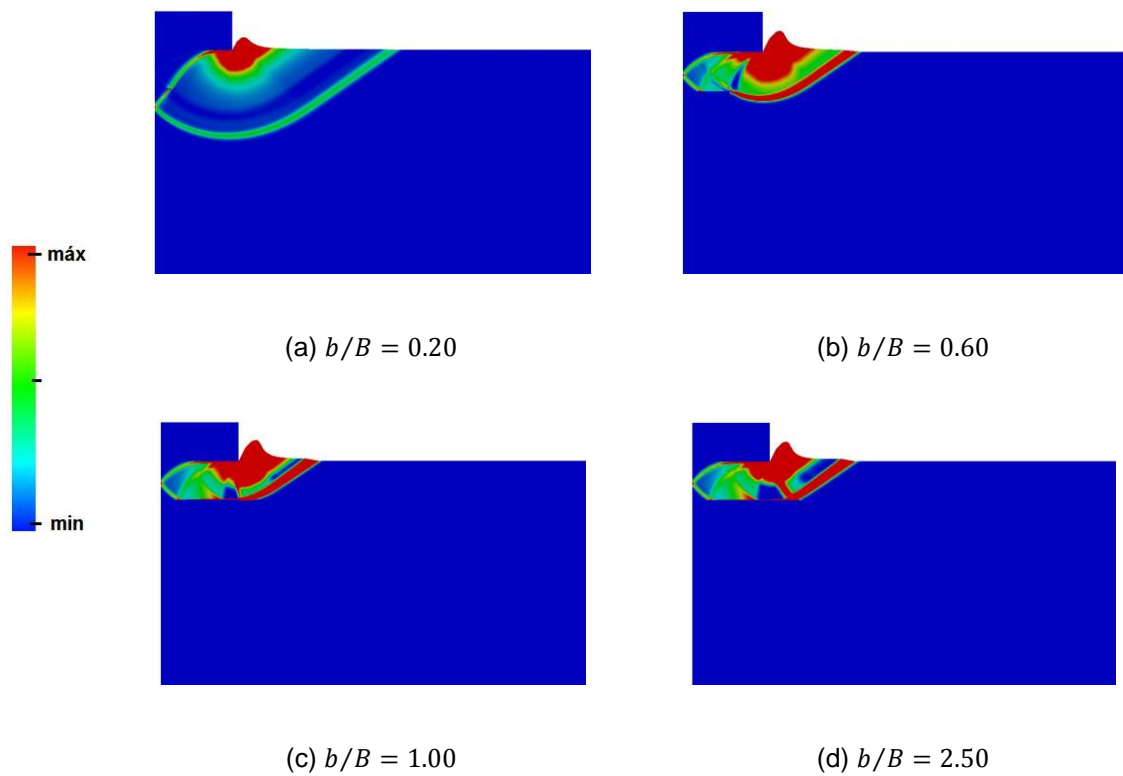


Figura 5.11 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado, $\phi' = 20^\circ$, $d/B = 0.25$ e $K_{if} = 0.6$

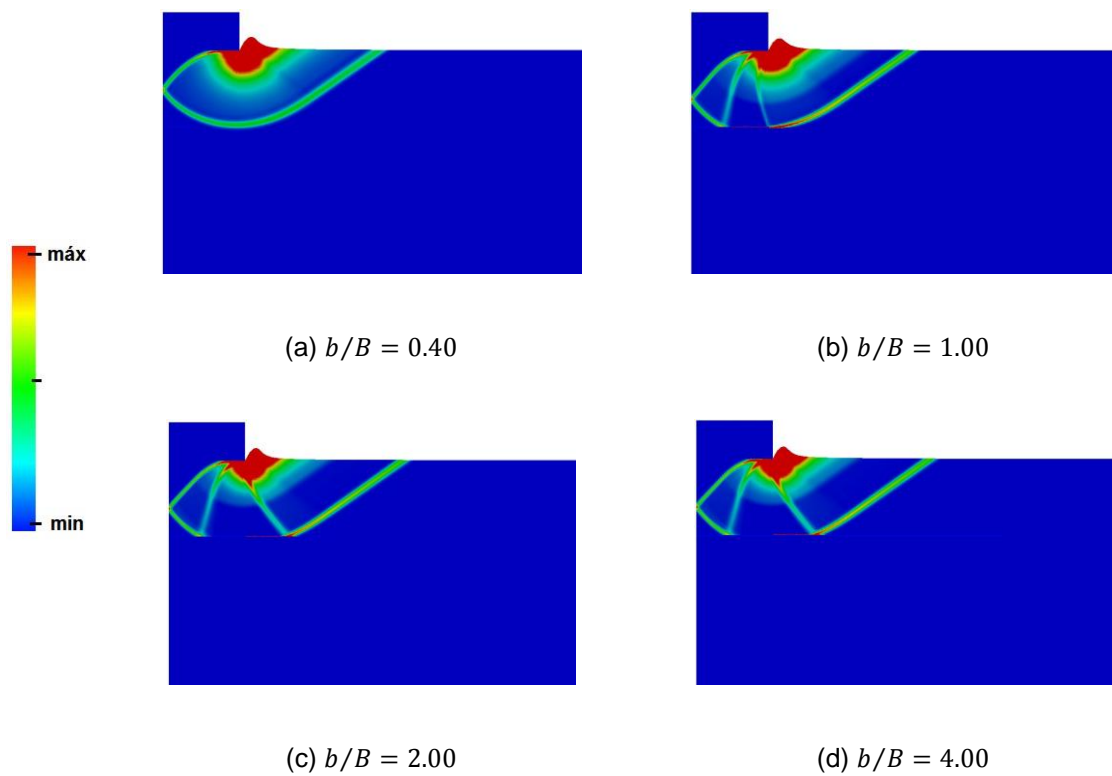


Figura 5.12 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi' = 20^\circ$, $d/B = 0.5$ e $K_{if} = 0.6$

Relativamente aos mecanismos de ruptura do caso de análise em que se considera o reforço à superfície, pode-se observar que conforme se aumenta a largura do mesmo o mecanismo de ruptura associado não apresenta grandes alterações, embora a zona de grande dissipação junto ao canto exterior da sapata se atenua com o aumento de d/B e que leva ao aumento da força necessária para romper o solo, conforme se pode observar na Figura 5.8.

Nos mecanismos referentes à análise em que $d/B = 0.25$, é possível observar que até $b/B = 0.6$ ocorre um aumento da concentração da dissipação dentro do mecanismo sem reforço, largura a partir da qual o limite inferior do mecanismo de ruptura ocorre na zona de interface solo-reforço, fenómeno já apresentado no caso não drenado. Tal como se pode conferir na Figura 5.8, isto resulta num acréscimo de capacidade resistente da sapata até $b/B = 0.6$ e posterior decréscimo e estabilização conforme se aumenta a largura do reforço.

Nos mecanismos referentes à profundidade de reforço $d/B = 0.5$ pode-se observar que conforme se aumenta a largura do mesmo o mecanismo de ruptura associado apresenta ser influenciado pelo elemento de interface de forma idêntica ao caso de análise em que se considera a profundidade $d/B = 0.25$. Pode-se observar que o limite do mecanismo ocorre na zona de interface junto ao reforço, o que parece resultar numa perda da capacidade resistente da fundação superficial conforme se pode observar na Figura 5.8.

Solo de fundação com ângulo de resistência ao corte 30°

Apresentam-se de seguida os valores obtidos para o coeficiente da influência do elemento de reforço para a capacidade resistente de uma fundação superficial considerando um solo com comportamento drenado e com ângulo de resistência ao corte 30°.

Tabela 5.7 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço à superfície e $\phi'=30^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.963	0.964	0.964	0.963	0.963
0.40	0.964	0.964	0.964	0.988	0.999
0.60	0.936	0.962	0.964	1.015	1.050
0.80	0.856	0.946	0.988	1.078	1.109
1.00	0.854	0.998	1.074	1.116	1.128
1.25	0.845	0.991	1.085	1.127	1.143
1.50	0.842	1.005	1.081	1.132	1.151
1.75	0.846	1.004	1.084	1.136	1.156
2.00	0.842	1.005	1.086	1.138	1.161
2.25	0.843	1.005	1.086	1.143	1.162
2.50	0.845	1.008	1.087	1.143	1.165
2.75	0.843	1.004	1.087	1.146	1.166
3.00	0.848	1.009	1.091	1.146	1.172
3.50	0.845	0.997	1.090	1.148	1.172
4.00	0.846	1.003	1.093	1.150	1.177
6.00	0.846	0.998	1.093	1.155	1.180

Tabela 5.8 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.25$ e $\phi'=30^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.966	0.966	0.966	0.966	0.966
0.40	1.006	1.008	1.010	1.011	1.011
0.60	1.075	1.119	1.139	1.148	1.153
0.80	1.073	1.183	1.247	1.287	1.308
1.00	0.959	1.142	1.262	1.335	1.382
1.25	0.848	1.073	1.228	1.337	1.404
1.50	0.795	1.047	1.223	1.344	1.417
1.75	0.792	1.050	1.234	1.355	1.429
2.00	0.794	1.053	1.242	1.365	1.441
2.25	0.791	1.061	1.250	1.377	1.453
2.50	0.792	1.066	1.257	1.386	1.464
2.75	0.800	1.069	1.266	1.394	1.474
3.00	0.798	1.074	1.272	1.404	1.479
3.50	0.793	1.071	1.273	1.408	1.489
4.00	0.795	1.071	1.274	1.411	1.493
6.00	0.795	1.072	1.271	1.408	1.493

Tabela 5.9 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.5$ e $\phi' = 30^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.974	0.975	0.976	0.976	0.976
0.40	0.967	1.016	1.026	1.028	1.029
0.60	0.894	1.007	1.079	1.096	1.100
0.80	0.795	0.947	1.068	1.143	1.167
1.00	0.694	0.865	1.019	1.134	1.194
1.25	0.595	0.778	0.957	1.103	1.200
1.50	0.531	0.721	0.914	1.086	1.200
1.75	0.493	0.689	0.896	1.081	1.200
2.00	0.475	0.679	0.894	1.080	1.201
2.25	0.469	0.677	0.893	1.081	1.200
2.50	0.470	0.678	0.893	1.081	1.200
2.75	0.469	0.677	0.894	1.080	1.199
3.00	0.468	0.678	0.893	1.080	1.200
3.50	0.468	0.678	0.894	1.079	1.195
4.00	0.469	0.677	0.893	1.082	1.201
6.00	0.469	0.677	0.892	1.080	1.200

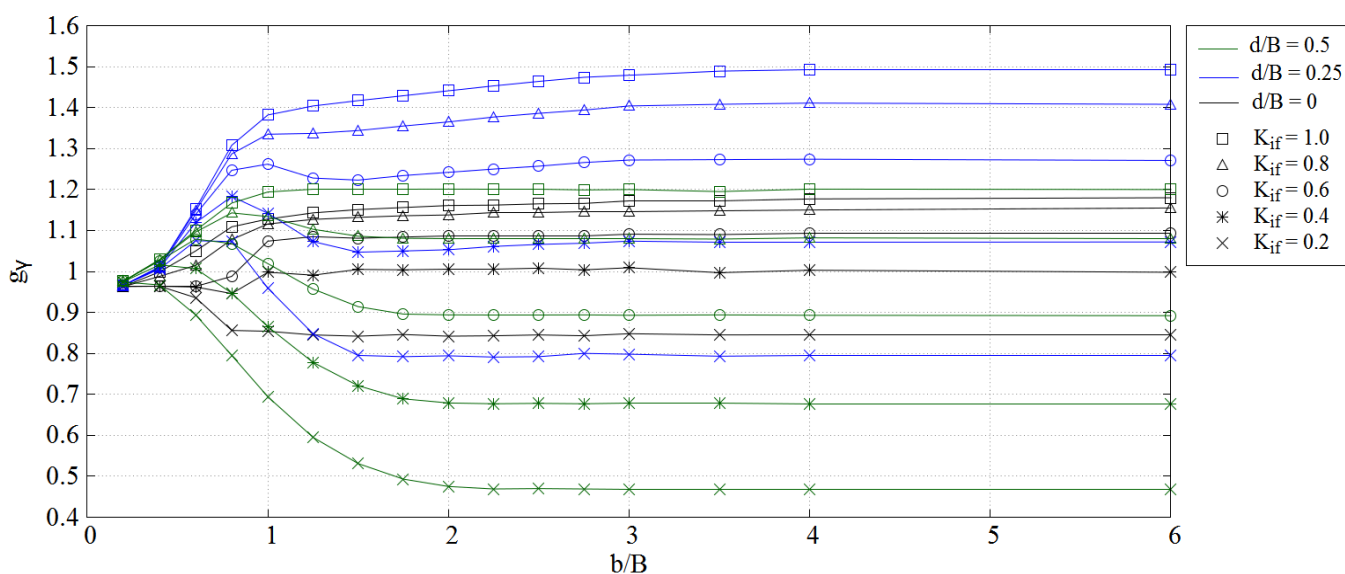


Figura 5.13 Valores obtidos para o coeficiente g_y considerando $\phi' = 30^\circ$

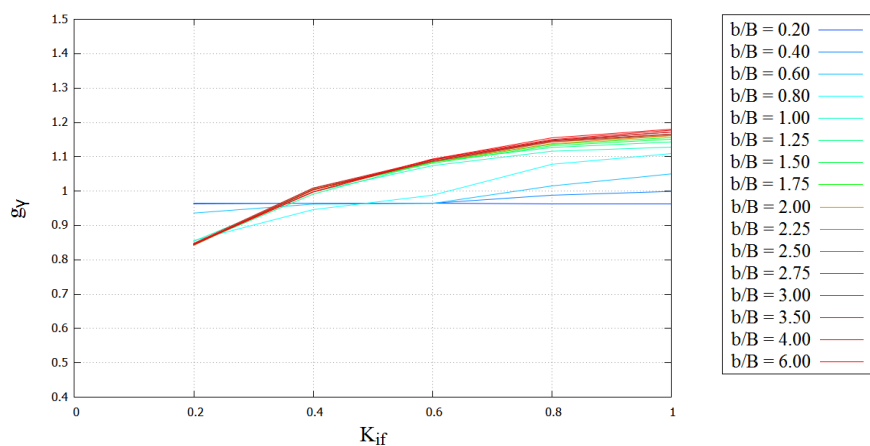
Observando a Figura 5.13 constata-se que considerando o reforço à superfície do terreno, existe um acréscimo da capacidade resistente da sapata para coeficientes de interface entre 0.6 e 1.0, e um decréscimo da mesma para o coeficiente de interface 0.2. É ainda possível observar que para o coeficiente de interface 0.4 a influência do elemento de reforço na capacidade resistente da sapata não se revela significativa. No intervalo de valores para os quais a inclusão de um elemento de reforço provoca um acréscimo da capacidade resistente da fundação, este apenas ocorre até $b/B = 1.0$, largura a partir da qual após um ligeiro decréscimo tende a manter-se constante. Considerando os coeficientes de interface 0.6, 0.8 e 1, o acréscimo da capacidade resistente da sapata é de aproximadamente 9%, 16% e 18% respectivamente. Este acréscimo aparenta ser contínuo até à largura do reforço $6B$.

Considerando o coeficiente de interface 0.2 pode-se observar um decréscimo da capacidade resistente da fundação de aproximadamente 15%. O coeficiente g_y mantém-se constante a partir de $b/B = 0.8$.

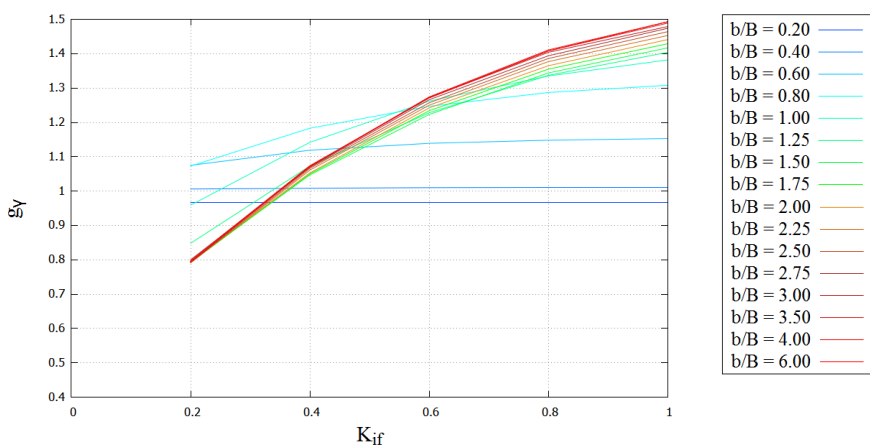
Relativamente à análise em que $d/B = 0.25$ observa-se que ocorre um acréscimo da capacidade resistente para coeficientes de interface entre 0.6 e 1.0, e um decréscimo da mesma para o coeficiente de interface 0.2. É possível ainda observar que para o coeficiente de interface de 0.4 a influência do elemento de reforço provoca um acréscimo da capacidade resistente da sapata até $b/B = 0.8$, largura a partir da qual a capacidade resistente decresce ligeiramente e estabiliza. Assumindo este coeficiente de interface, apenas para pequenas larguras do elemento de reforço se obtém valores significativos para g_y . Considerando o coeficiente de interface 0.2, constata-se um ligeiro acréscimo da capacidade resistente da sapata para larguras de reforço entre 0 e $1B$, pouco significativo. Considerando larguras de reforço superiores a $1B$, ocorre um decréscimo do coeficiente g_y , mantendo-se constante a partir de $b/B = 1.5$, largura na qual já ocorreu um decréscimo da capacidade resistente da fundação de aproximadamente 20% relativamente à situação inicial analisada sem reforço.

Relativamente à análise $d/B = 0.5$ constata-se que existe um acréscimo da capacidade resistente da fundação apenas considerando coeficiente de interface 0.8 e 1.0, de aproximadamente 8% e 20% respectivamente. Este acréscimo ocorre progressivamente conforme se aumenta a largura do reforço até $1B$. No entanto, para o coeficiente de interface 0.8 ocorre um ligeiro decréscimo de g_y para larguras de reforço superiores a $1B$, mantendo-se constante a partir de $b/B = 1.75$. Considerando coeficientes de interface iguais ou inferiores a 0.6, observa-se que a inclusão do elemento de reforço provoca um decréscimo de g_y , atingindo valores extremamente significativos caso sejam considerados os coeficientes de interface 0.2 e 0.4. O decréscimo do valor obtido para g_y ocorre até $b/B = 2$, largura a partir da qual se mantém constante. O decréscimo da capacidade resistente da sapata é de aproximadamente 53%, 33% e 11% conforme se assuma o coeficiente de interface 0.2, 0.4 e 0.6 respectivamente.

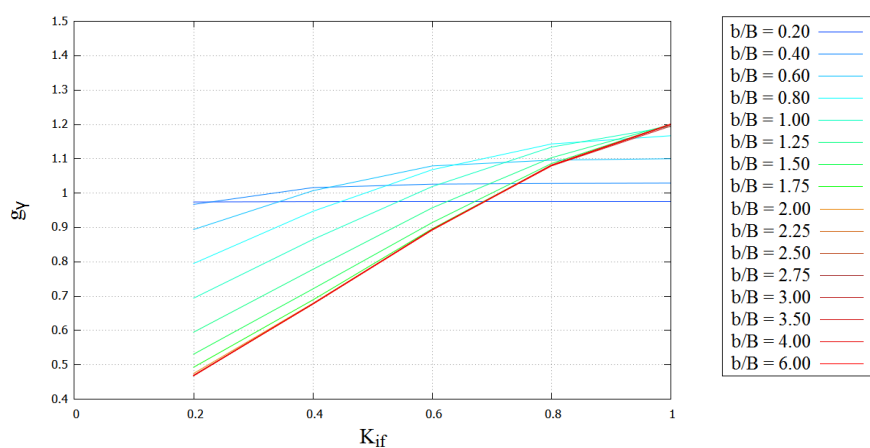
Observando a Figura 5.13 pode-se concluir então que a inclusão de um elemento de reforço num solo desta natureza se revela mais benéfico para melhoramento da capacidade resistente da fundação admitindo a profundidade $d/B = 0.25$. O mesmo acontece para o caso de análise em que se considerou o reforço à superfície, não se revelando no entanto uma influência do reforço tão notória como no caso anterior. Considerado a profundidade $d/B = 0.5$, g_y apenas adopta valores superiores a 1 para os coeficientes de interface 0.8 e 1. De seguida apresentam-se gráficos representativos da influência das propriedades atribuídas à interface solo-reforço no valor obtido para g_y , considerando um solo com ângulo de resistência ao corte de 30° .



(a) $d/B = 0$



(b) $d/B = 0.25$



(c) $d/B = 0.5$

Figura 5.14 Relações entre g_γ e K_{if} considerando um solo com $\phi' = 30^\circ$

Na Figura 5.14 pode-se observar nos casos em que $d/B = 0$ e $d/B = 0.25$ que ocorre um melhoramento da capacidade resistente da sapata cada vez mais notório ao longo das análises conforme se adopta um coeficiente de interface maior. No caso em que $d/B = 0.5$ nota-se que a inclusão de um elemento de reforço provoca um decréscimo da capacidade resistente para os menores coeficientes de interface, acabando por se observar um acréscimo conforme o coeficiente de interface se aproxime da unidade.

Apresentam-se de seguida as taxas de dissipação obtidas em conjunto com as deformadas, representativas dos valores apresentados ao longo desta série de cálculo.

Nas Figura 5.15, Figura 5.16 e Figura 5.17 podem-se observar as taxas de dissipação obtidas em conjunto com as deformadas, representativas dos valores apresentados ao longo desta série de cálculo.

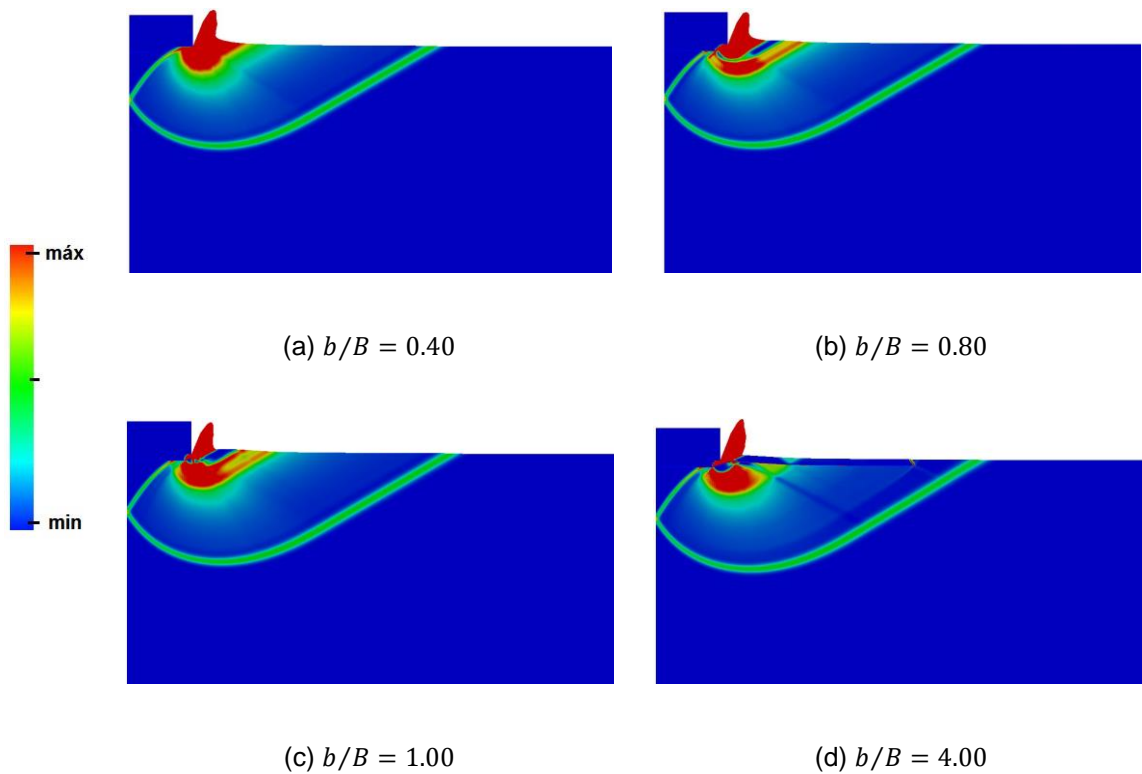


Figura 5.15 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi' = 30^\circ$, $d/B = 0$ e $K_{if} = 0.6$

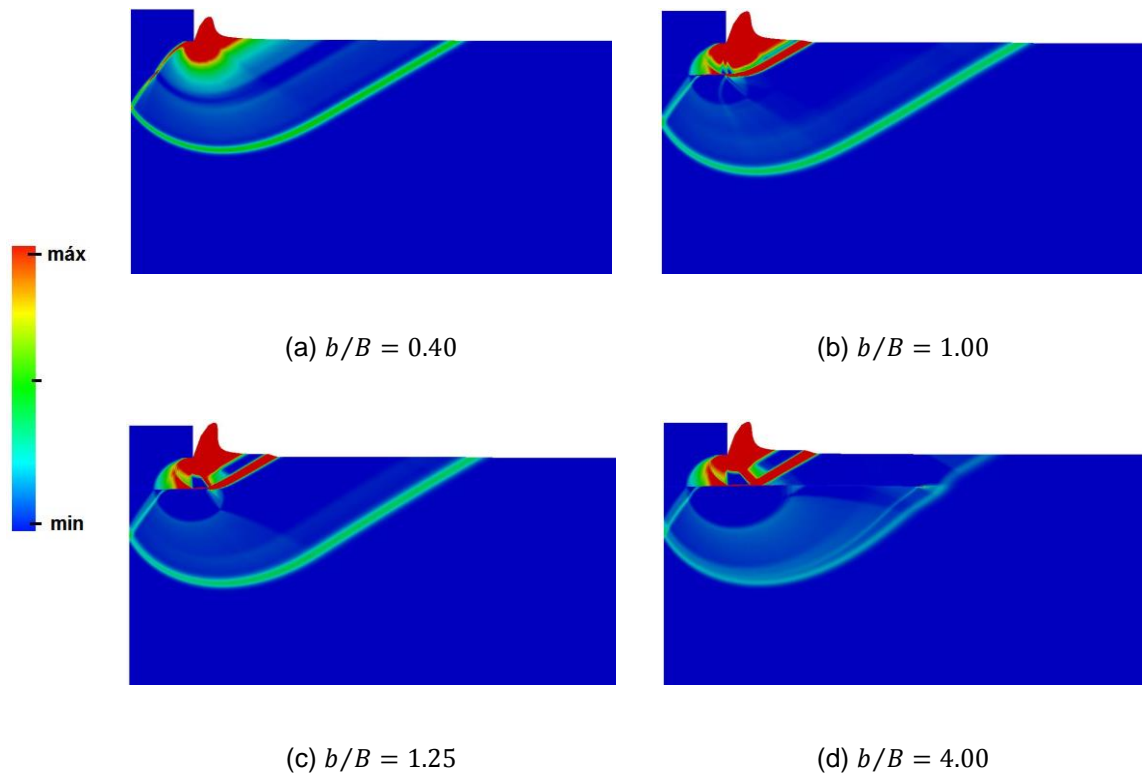


Figura 5.16 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=30^\circ$, $d/B = 0.25$ e $K_{if} = 0.6$

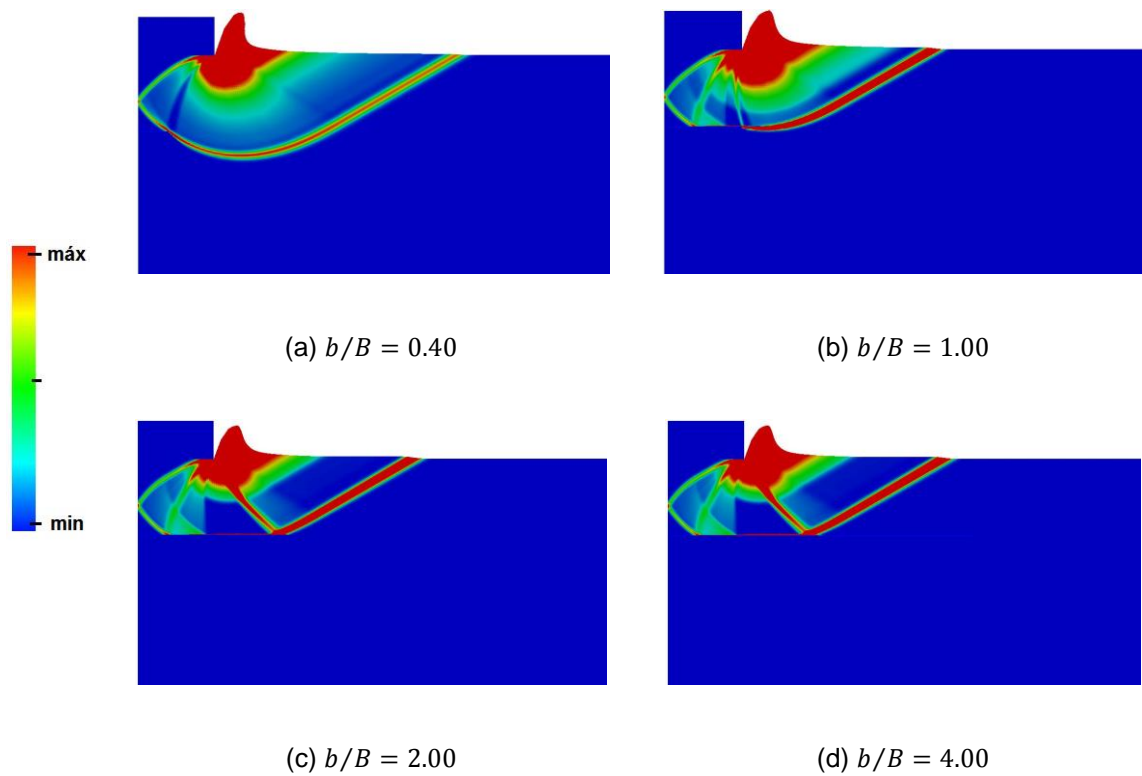


Figura 5.17 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=30^\circ$, $d/B = 0.5$ e $K_{if} = 0.6$

Observando os mecanismos de ruptura referentes a uma profundidade $d/B = 0$, pode-se concluir que não existem grandes alterações nos mecanismos de ruptura associados às diferentes larguras de reforço. Isto parece resultar num contributo pouco significativo do elemento de reforço para a capacidade resistente da sapata, conforme se pode observar nos valores apresentados na Figura 5.13.

Relativamente aos mecanismos associados a uma profundidade de reforço $d/B = 0.25$, sem contar com os mais baixos valores de b/B , dividem-se em duas partes distintas: uma acima do reforço e outra abaixo. Pode-se observar um aumento da geometria do mecanismo até $b/B = 1$, o que se traduz num acréscimo de capacidade resistente da sapata. Constatase que para valores de largura superiores ocorre um aumento da concentração de dissipação na zona superior ao elemento de reforço, o que parece ser representativo do ligeiro decréscimo de capacidade resistente observado na Figura 5.13, atendendo a que mais uma vez parece que a introdução do reforço com a criação de uma zona de piores propriedades parece introduzir um plano de descontinuidade e fraqueza no mecanismo.

Considerando o caso de análise em que $d/B = 0.5$, pode-se observar que a partir de determinada largura de reforço o limite inferior do mecanismo de ruptura associado passa a ocorrer na zona de interface solo-reforço, não apresentando qualquer dissipação abaixo do mesmo, o que parece estar associado a uma perda de capacidade resistente conforme se pode observar nos valores apresentados na Figura 5.13.

Solo de fundação com ângulo de resistência ao corte 40°

Apresentam-se de seguida os valores obtidos para o coeficiente da influência do elemento de reforço para a capacidade resistente de uma fundação superficial considerando um solo com comportamento drenado e com ângulo de resistência ao corte 40°.

Tabela 5.10 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço à superfície e $\phi'=40^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.979	0.979	0.978	0.979	0.979
0.40	0.978	0.979	0.978	0.978	0.979
0.60	0.979	0.979	0.978	0.978	0.979
0.80	0.928	0.981	0.981	0.982	0.982
1.00	0.894	1.029	1.071	1.083	1.093
1.25	0.867	1.026	1.076	1.095	1.106
1.50	0.870	1.027	1.081	1.100	1.113
1.75	0.870	1.027	1.083	1.101	1.116
2.00	0.870	1.029	1.082	1.105	1.118
2.25	0.875	1.030	1.086	1.107	1.120
2.50	0.875	1.031	1.089	1.110	1.123
2.75	0.873	1.028	1.088	1.108	1.124
3.00	0.869	1.030	1.089	1.111	1.126
3.50	0.875	1.030	1.087	1.112	1.126
4.00	0.872	1.034	1.090	1.116	1.129
6.00	0.871	1.033	1.095	1.119	1.135

Tabela 5.11 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.25$ e $\phi'=40^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.977	0.976	0.975	0.976	0.977
0.40	0.976	0.977	0.976	0.977	0.977
0.60	1.034	1.039	1.041	1.042	1.041
0.80	1.116	1.178	1.207	1.219	1.226
1.00	1.061	1.199	1.280	1.327	1.352
1.25	0.929	1.125	1.254	1.339	1.390
1.50	0.867	1.087	1.239	1.335	1.396
1.75	0.850	1.080	1.240	1.339	1.402
2.00	0.850	1.082	1.241	1.347	1.409
2.25	0.849	1.084	1.246	1.358	1.416
2.50	0.851	1.090	1.254	1.360	1.423
2.75	0.854	1.092	1.258	1.367	1.430
3.00	0.854	1.098	1.260	1.373	1.434
3.50	0.859	1.104	1.272	1.381	1.444
4.00	0.860	1.105	1.276	1.387	1.461
6.00	0.866	1.117	1.285	1.403	1.474

Tabela 5.12 Valores obtidos para g_y considerando a profundidade do reforço $d/B = 0.5$ e $\phi' = 40^\circ$

Largura do reforço b/B	Coeficiente de interface				
	$K_{if} = 0.2$	$K_{if} = 0.4$	$K_{if} = 0.6$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1$
0.20	0.992	0.992	0.994	0.993	0.994
0.40	1.087	1.100	1.104	1.107	1.108
0.60	1.156	1.248	1.287	1.304	1.313
0.80	1.140	1.323	1.426	1.480	1.508
1.00	1.046	1.312	1.476	1.573	1.626
1.25	1.001	1.234	1.461	1.609	1.692
1.50	0.975	1.163	1.424	1.605	1.711
1.75	0.925	1.112	1.400	1.600	1.723
2.00	0.925	1.087	1.389	1.601	1.733
2.25	0.919	1.078	1.390	1.607	1.738
2.50	0.919	1.078	1.395	1.614	1.746
2.75	0.918	1.080	1.397	1.621	1.754
3.00	0.917	1.083	1.406	1.626	1.764
3.50	0.919	1.095	1.417	1.646	1.781
4.00	0.919	1.107	1.432	1.661	1.797
6.00	0.918	1.123	1.455	1.702	1.843

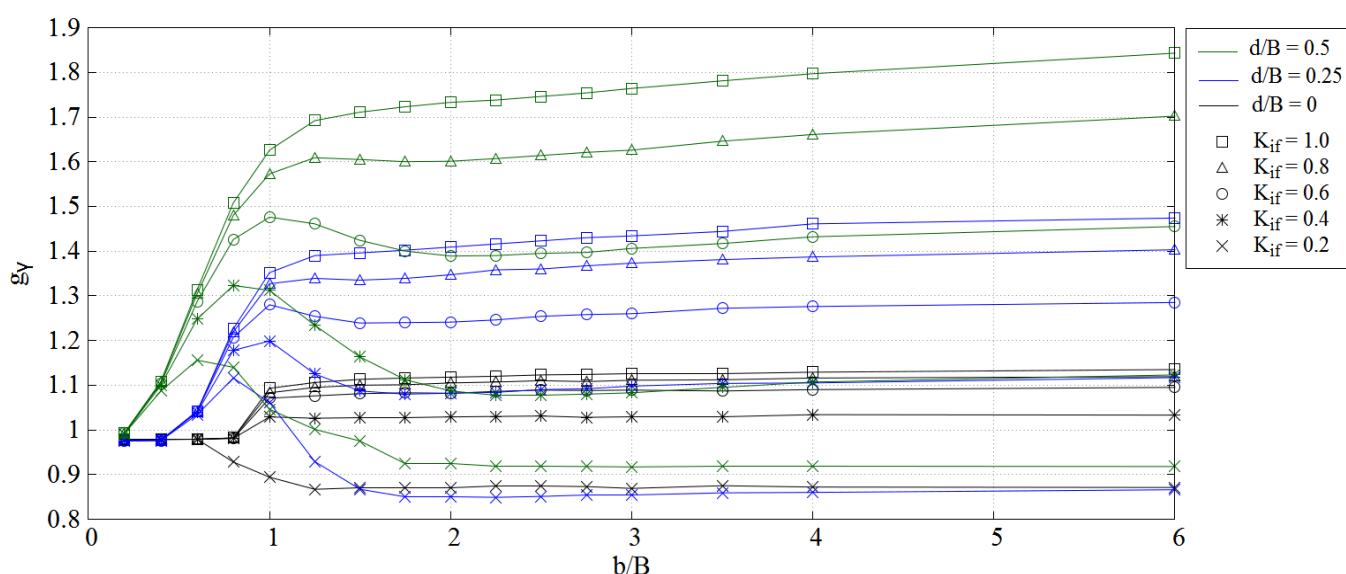


Figura 5.18 Valores obtidos para o coeficiente g_y considerando $\phi' = 40^\circ$

Considerando o reforço à superfície pode-se observar que considerando coeficientes de interface superiores a 0.4, g_y adopta valores progressivamente maiores conforme se aumenta a largura do reforço. Ainda que para larguras de reforço superiores a $1B$ exista um ligeiro acréscimo de g_y , este não se revela significativo, sendo de aproximadamente 2%, 3% e 4% conforme se considerem coeficientes de interface 0.6, 0.8 e 1 respectivamente. No entanto, o acréscimo máximo de capacidade resistente da sapata considerando estes coeficientes de interface é de 10%, 12% e 14%. Para o coeficiente de interface de 0.2, constata-se que a inclusão do elemento de reforço provoca um decréscimo da capacidade resistente da sapata até atingir um

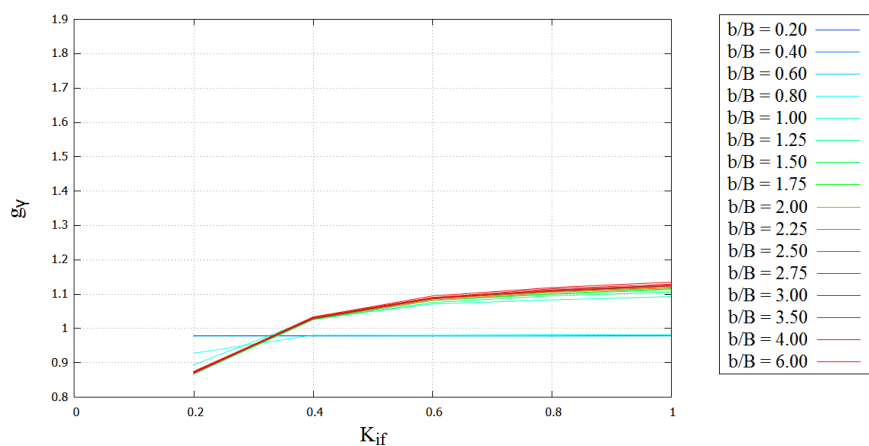
valor mínimo para $b/B = 1.25$, ponto no qual já ocorreu um decréscimo de cerca de 15% da capacidade resistente da sapata relativamente à situação analisada sem reforço.

Relativamente à profundidade $d/B = 0.25$ constata-se que apenas ocorre um decréscimo da capacidade resistente da sapata para um coeficiente de interface 0.2. Este decréscimo é de aproximadamente 13%. Considerando coeficientes de interface 0.8 e 1, nota-se que ocorre o acréscimo contínuo da capacidade resistente, até ao valor máximo de 40% e 47% respectivamente. Para os coeficientes de interface 0.4 e 0.6, g_y adopta valores positivos, no entanto pode-se observar o acréscimo máximo da capacidade resistente da fundação até um determinada largura de reforço, ponto a partir do qual ocorre um ligeiro decréscimo apesar de demonstrar tendência a voltar ao seu valor máximo anteriormente obtido. Este fenómeno foi observado diversas vezes ao longo dos cálculos realizados. Note-se que o acréscimo máximo da capacidade resistente considerando estes coeficientes de interface ocorre para $b/B = 1$ e é de cerca de 20% e 30% conforme se considere um coeficiente de interface 0.4 e 0.6 respectivamente.

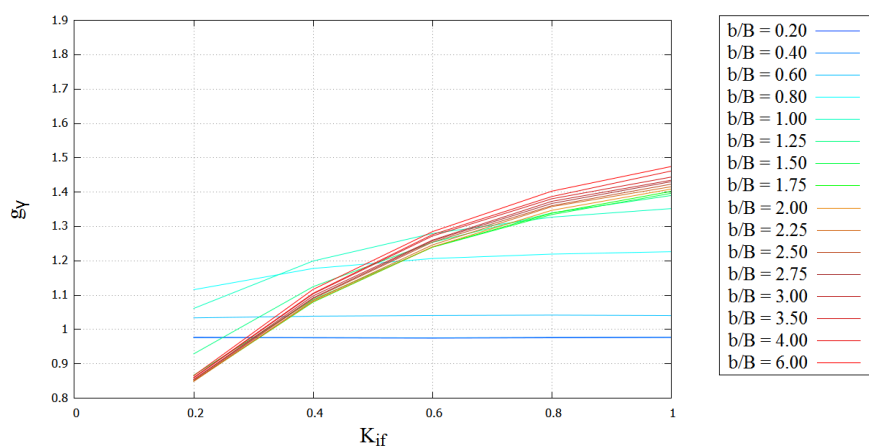
Relativamente à análise em que $d/B = 0.5$ pode-se observar que a inclusão do elemento de reforço provoca o acréscimo da capacidade resistente da sapata para todos os coeficientes de interface excepto o 0.2. Considerando coeficientes de interface 0.8 e 1, g_y adopta valores continuamente maiores conforme se aumenta a largura do reforço, registando-se um valor máximo de 70% e 84% respectivamente. Para ambos os casos existe um acréscimo bastante significativo de g_y até $b/B = 1.5$, largura a partir da qual o restante acréscimo registado é de apenas 6% e 8% respectivamente, não se mostrando muito significativo. Considerando o coeficiente de interface 0.6 nota-se novamente o fenómeno observado repetidamente ao longo das análises, em que g_y decresce ligeiramente depois de determinada largura de reforço, tendo tendência depois a aumentar de novo para o seu valor máximo registado. Ainda para este coeficiente de interface, o valor máximo obtido para g_y traduz-se num acréscimo da capacidade resistente da sapata de 48%.

Considerando os coeficientes de interface de 0.2 e 0.4 o fenómeno descrito é mais notório, tendo em conta que após o decréscimo do valor de g_y este não parece tender a aumentar de novo. Regista-se um decréscimo máximo da capacidade resistente de 8% para o coeficiente de interface 0.2. Constata-se também que ocorre um acréscimo máximo de 32% para o coeficiente de interface 0.4, acabando por decrescer cerca de 20% até $b/B = 6$.

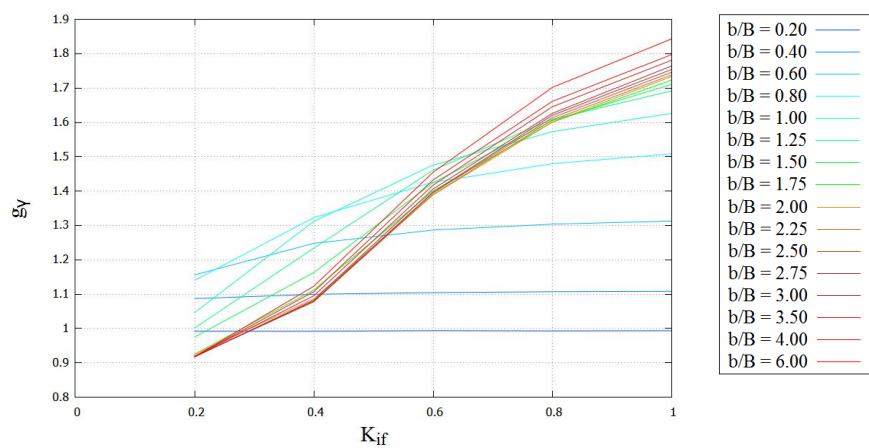
A partir da análise da Figura 5.18 pode-se concluir que a inclusão de um elemento de reforço no solo à profundidade $d/B = 0.5$ se traduz num melhoramento da capacidade resistente da fundação superior ao observado nas restantes profundidades, independentemente do coeficiente de interface assumido. Esta foi a série de análises na qual se registaram os acréscimos de capacidade resistente mais significativos.



(a) $d/B = 0$



(b) $d/B = 0.25$



(c) $d/B = 0.5$

Figura 5.19 Relações entre g_y e K_{if} considerando um solo com $\phi' = 40^\circ$

Pode-se observar na Figura 5.19, relativamente a todas as profundidades, que conforme o coeficiente de interface tende para a unidade a inclusão de um elemento de reforço no solo traduz-se num melhoramento da capacidade resistente da sapata cada vez mais notório. ao longo das análises. Constata-se igualmente que para o coeficiente de interface 0.2, a inclusão do reforço traduz-se num decréscimo da capacidade resistente conforme se aumenta a largura do reforço, independentemente da profundidade considerada. Nas análises em que $d/B = 0$ e $d/B = 0.25$ ocorre novamente o fenómeno observado várias vezes ao longo deste estudo, em que se observa um pico do valor de g_y para uma determinada largura de reforço, a partir da qual tende a decrescer e posteriormente estabilizando, chegando em certos casos a apresentar valores inferiores a 1.

Apresentam-se de seguida as taxas de dissipação obtidas em conjunto com as deformadas, representativas dos valores apresentados ao longo desta série de cálculo.

Na Figura 5.20, Figura 5.21 e Figura 5.22 apresentam-se as taxas de dissipação obtidas em conjunto com as deformadas, representativas dos valores apresentados ao longo desta série de cálculo.

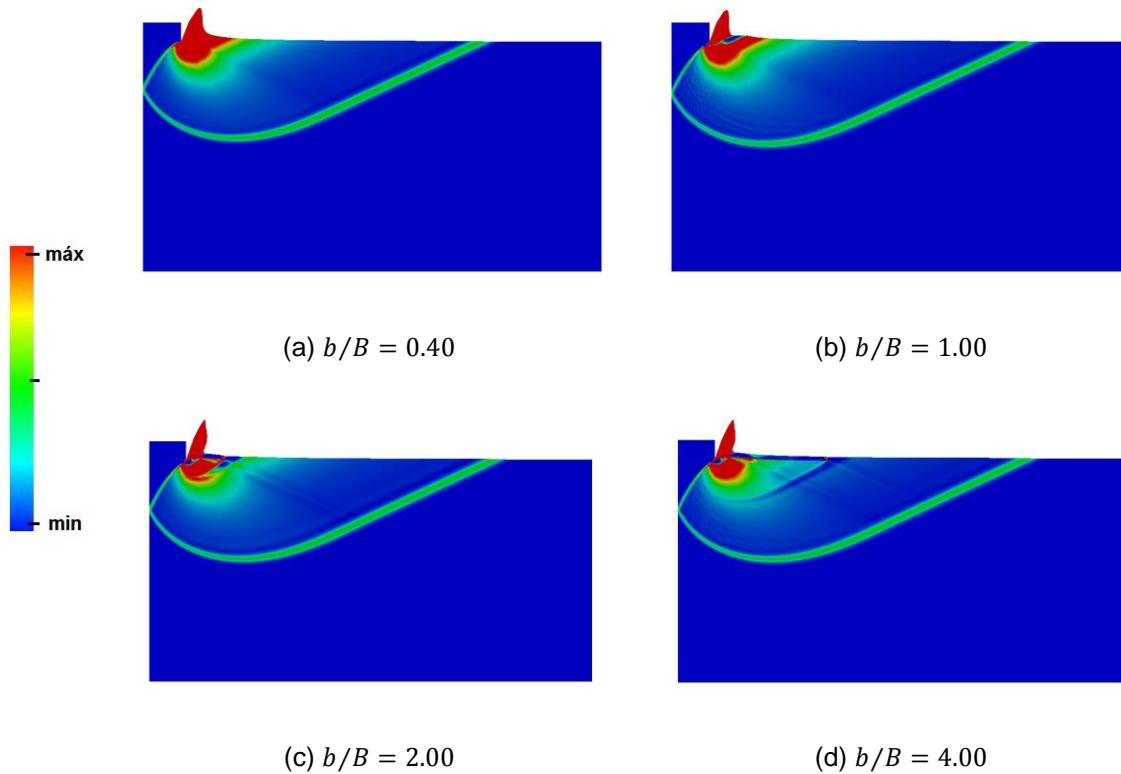


Figura 5.20 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi' = 40^\circ$, $d/B = 0$ e $K_{if} = 0.6$

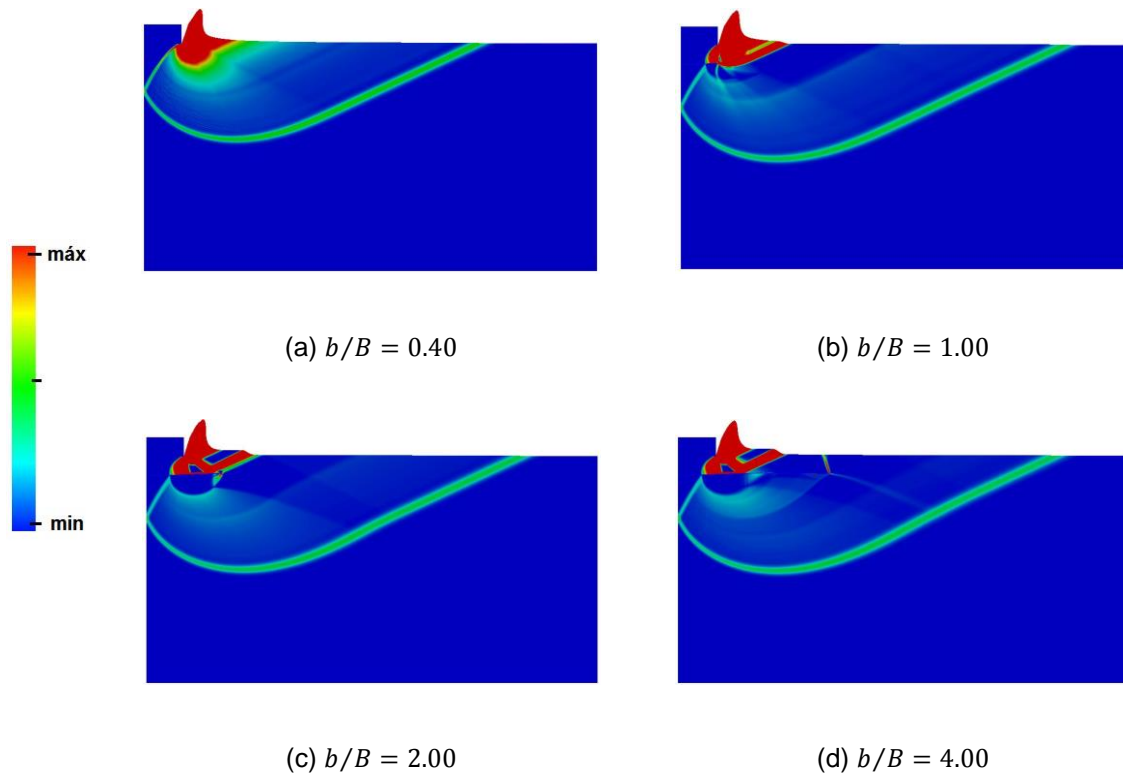


Figura 5.21 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=40^\circ$, $d/B = 0.25$ e $K_{if} = 0.6$

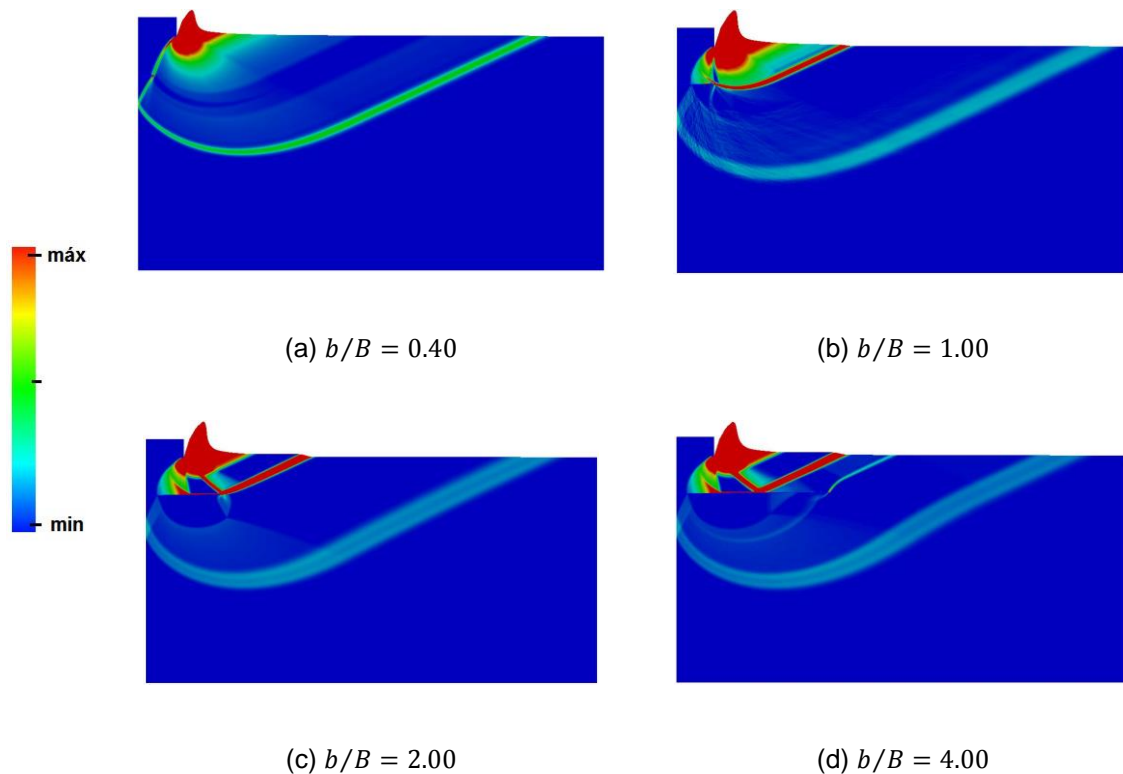


Figura 5.22 Taxa de dissipação considerando um solo com comportamento drenado $\phi'=40^\circ$, $d/B = 0.5$ e $K_{if} = 0.6$

Nos mecanismos de ruptura que se encontram associados a uma profundidade $d/B = 0$ é possível observar que não ocorrem grandes alterações nos mesmos conforme se aumenta a largura do reforço para além da criação de uma zona superficial sem dissipação, como já sucedeu anteriormente, o que parece resultar num acréscimo pouco significativo da capacidade resistente da sapata como se pode conferir nos valores apresentados na Figura 5.18.

Relativamente aos mecanismos de ruptura que se encontram associados a uma profundidade $d/B = 0.25$, pode-se observar que conforme se aumenta a largura do reforço, ocorre uma maior concentração de dissipação na zona superior ao elemento de reforço. No entanto, a geometria do mecanismo de ruptura tende a aumentar até $b/B = 1$, ponto a partir do qual tende a decrescer ligeiramente. O aumento da geometria do mecanismo traduz-se num melhoramento da capacidade resistente do solo, enquanto uma maior concentração de dissipação na zona superior ao elemento de reforço parece traduzir-se num ligeiro decréscimo do mesmo, de acordo com os valores apresentados na Figura 5.18.

Observando os mecanismos de ruptura associados a uma profundidade $d/B = 0.5$, pode-se concluir que igualmente ao que aconteceu nos mecanismos referentes a uma profundidade $d/B = 0.25$, existe uma maior concentração de dissipação na zona superior ao elemento de reforço conforme se aumenta a largura do mesmo até um determinado valor. Aliás, são criadas duas zonas de dissipação distintas e o mecanismo passa a ter uma zona inferior que parece ser o resultado de uma fundação mais longa embebida no terreno, o que traduz-se num ligeiro decréscimo da capacidade resistente após $b/B = 1$. Este fenómeno ocorre diversas vezes ao longo das análises realizadas e aparenta ser consequência das características mecânicas atribuídas à interface solo-reforço.

5.4 Comparação de resultados com estudos experimentais existentes

Nesta secção apresentam-se algumas comparações com estudos realizados por diversos autores, relativamente a uma camada de reforço inserido num solo de natureza arenosa e argilosa. Apesar de estes não realizarem as análises de acordo com o aumento progressivo da largura do reforço, foram reportados os valores de acréscimo de capacidade resistente da fundação resultantes da inclusão de apenas uma camada de reforço com determinada largura, tornando-se válida a comparação entre estes valores e aqueles obtidos no presente estudo. Sujeito a algumas diferenças relativamente à profundidade do elemento de reforço, sua natureza e parametrização do solo de fundação, de seguida realiza-se uma breve descrição de cada artigo abordado, valor obtido, e comparação gráfica de valores.

Solo de fundação com comportamento não drenado

Sakti e Das (1987) apresentam um estudo experimental de forma a analisar a capacidade resistente de uma fundação superficial assente num solo de fundação argiloso, reforçado com uma camada de geotêxtil com largura de 76.2mm. O solo de fundação utilizado neste modelo experimental consiste numa argila com limite de liquidez e limite de plasticidade de 35% e 24% respectivamente, um teor de água de 25.1%, um peso volúmico de 20.13 kN/m³ e uma resistência ao corte não drenada de 22.5 kN/m². As camadas de reforço geotêxtil foram colocadas a uma profundidade de $d/B = 0.333$, valor igualmente adoptado para o espaçamento entre as mesmas. A largura dos elementos de reforço é $b/B = 10$ e a sua força de cedência é 10.5 kN/m.

O gráfico representado na Figura 5.23 demonstra de que forma o valor obtido para o acréscimo da capacidade resistente de uma fundação superficial, considerando apenas uma camada de reforço em Sakti e Das (1987), se enquadra nos valores obtidos no âmbito da presente dissertação. Tendo em conta a profundidade do reforço considerada no ensaio laboratorial anteriormente descrito, esta comparação foi realizada com base nos valores obtidos na presente dissertação considerando as profundidades de reforço $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$.

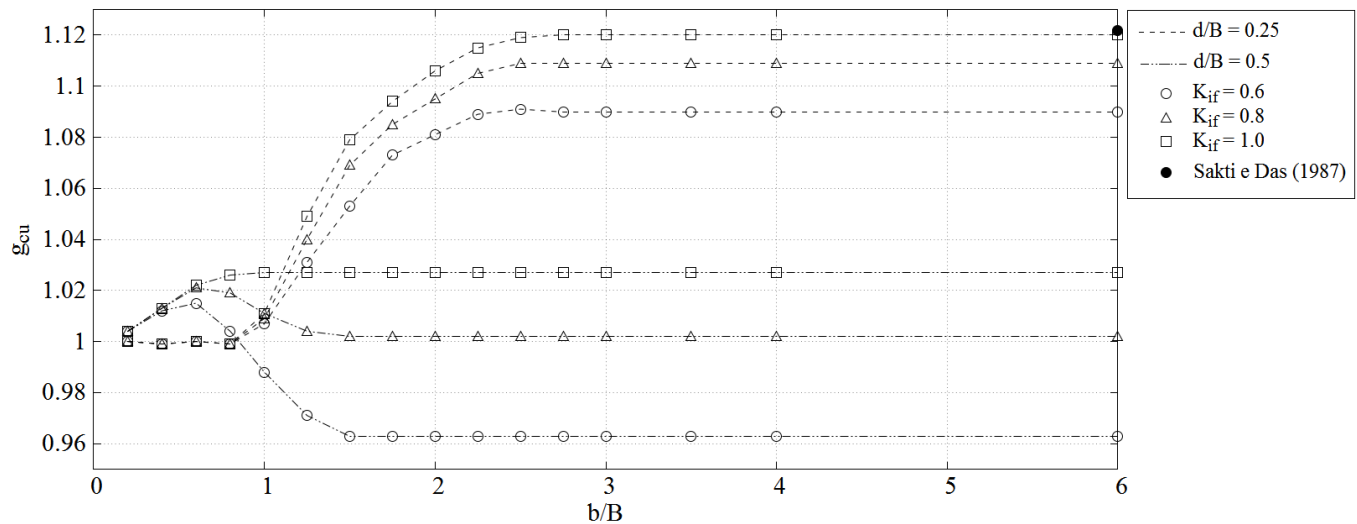


Figura 5.23 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Sakti e Das (1987), considerando solo com comportamento não drenado, $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$

Na Figura 5.23 pode-se observar que tendo em conta as diferenças na largura de reforço, profundidade do mesmo assim como das propriedades dos materiais envolvidos no ensaio, os valores obtidos numericamente revelam uma maior aproximação do valor obtido experimentalmente quando se considera um coeficiente de interface 1 e uma profundidade relativa $d/B = 0.25$.

Realizando uma modelação numérica deste ensaio realizado por Sakti e Das (1987), admitindo a profundidade $d/B = 0.33$, uma largura de reforço $b/B = 10$ e as mesmas características mecânicas que os materiais envolvidos nos ensaios laboratoriais, foi possível obter os seguintes resultados sumarizados na Tabela 5.13. Foram novamente considerados diferentes coeficientes de interface no modelo numérico e é apresentado um erro relativo ao valor obtido pelos autores. Os erros relativos apresentados ao longo deste subcapítulo são obtidos através da seguinte expressão:

$$E_r = \frac{Valor_{num} - Valor_{exp}}{Valor_{exp}} \times 100$$

onde E_r é o erro relativo, $Valor_{num}$ é o valor obtido com recurso ao modelo numérico e $Valor_{exp}$ aquele obtido com recurso ao modelo experimental de outro autor.

Os valores obtidos no modelo numérico demonstram uma maior correlação com aqueles obtidos no modelo experimental quando se considera um coeficiente de interface 1, apresentando um erro relativo praticamente nulo. Esta conclusão corresponde à anteriormente retirada da análise da Figura 5.23, para $d/B = 0.25$, no sentido em que este coeficiente de interface é o que proporciona valores mais satisfatórios na modelação deste ensaio.

Tabela 5.13 Comparação com modelo experimental de Sakti e Das (1987), $d/B = 0.33$

Coefficiente de interface	Coefficiente de influência do reforço	Erro relativo
K_{if}	g_{cu}	%
0.2	0.89	-19.85
0.4	0.97	-13.12
0.6	1.04	-7.50
0.8	1.09	-3.03
1.0	1.12	0.03

Das *et al.* (1994) apresentam um conjunto de ensaios laboratoriais de modo a analisar a capacidade resistente de uma fundação superficial assente num solo de fundação argiloso, reforçado com camadas de geogrelhas. A fundação superficial deste modelo experimental é uma sapata corrida com uma largura de 76.2mm. O solo de fundação utilizado neste modelo experimental consiste numa argila com limite de liquidez e limite de plasticidade de 44% e 24% respectivamente, teor de água de 43%, peso volúmico aparente húmido (γ) de 17.4 kN/m³ e uma resistência ao corte não drenada (c_u) de 3.14 kPa. As camadas de reforço geogrelhas foram colocadas a uma profundidade de $d/B = 0.4$, e com um espaçamento entre estas de $h/B = 0.333$. Foi adoptado uma largura de reforço $b/B = 10$. A força de cedência do reforço geogrelha é de 182 kN/m. O gráfico representado na Figura 5.24 demonstra de que forma o valor obtido para o acréscimo da capacidade resistente de uma fundação superficial, considerando apenas uma camada de reforço em Das *et al.* (1994), se enquadra nos valores obtidos no âmbito da presente dissertação. Tendo em conta a profundidade do reforço considerada no ensaio laboratorial anteriormente descrito, esta comparação foi realizada com base nos valores obtidos na presente dissertação considerando novamente as profundidades de reforço $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$.

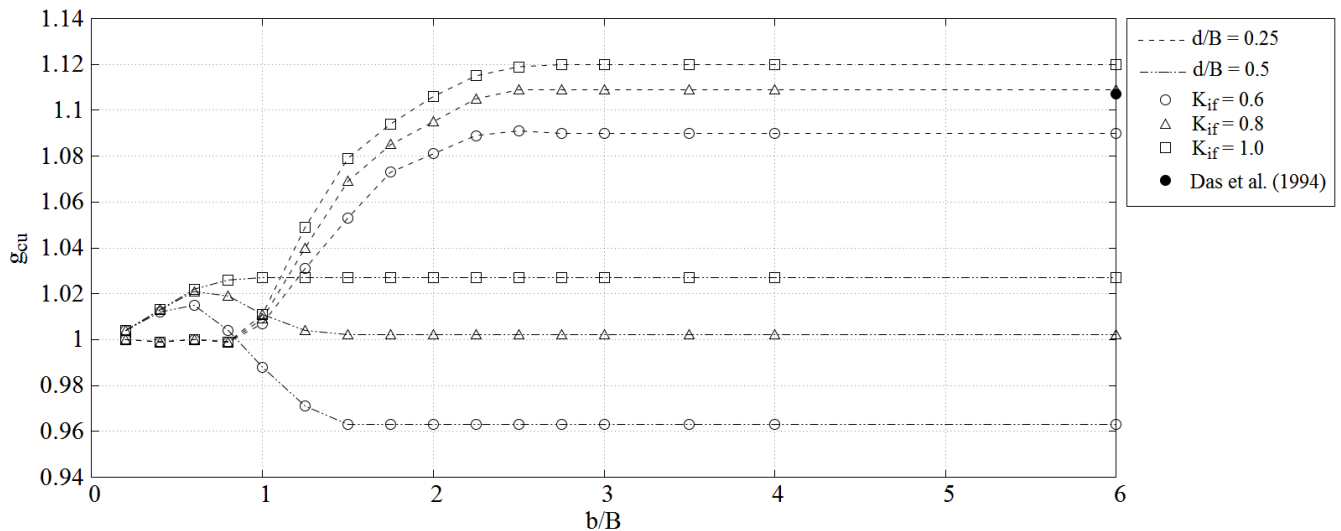


Figura 5.24 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Das et al. (1994), considerando solo com comportamento não drenado, $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$

Pode-se observar na Figura 5.24 que o valor obtido no modelo experimental corresponde ao obtido na presente análise considerando um coeficiente de interface entre 0.6 e 0.8, para

$d/B = 0.25$. Para $d/B = 0.5$, os valores divergem significativamente independentemente do coeficiente de interface.

Realizando uma modelação numérica do ensaio realizado por Das *et al.* (1994), admitindo a profundidade $d/B = 0.4$, uma largura de reforço $b/B = 10$ e as mesmas características mecânicas que os materiais envolvidos nos ensaios laboratoriais, foi possível obter os seguintes resultados sumarizados na Tabela 5.14. Foram novamente considerados diferentes coeficientes de interface no modelo numérico e é apresentado um erro relativo ao valor obtido pelos autores.

Os valores obtidos no modelo numérico demonstram uma maior correlação com aqueles obtidos no modelo experimental quando se considera um coeficiente de interface 1, apresentando um erro relativo de aproximadamente 3%. Neste caso, ao contrário do que se observou na Figura 5.24 e fazendo uma simulação rigorosa dos parâmetros geométricos e mecânicos admitidos em Das *et al.* (1994), o coeficiente de interface 1 é o que proporciona valores mais satisfatórios na modelação deste ensaio.

Tabela 5.14 Comparação com modelo experimental de Das *et al.* (1994)

Coeficiente de interface	Coeficiente de influência do reforço	Erro relativo
K_{if}	g_{c_u}	%
0.2	0.87	-21.46
0.4	0.94	-15.24
0.6	1.00	-10.06
0.8	1.04	-5.96
1.0	1.07	-3.23

Solo de fundação com comportamento drenado

Em Khing *et al.* (1993) realizaram-se ensaios laboratoriais de forma a estudar a capacidade resistente de uma fundação superficial assente num solo de fundação arenoso, reforçado com reforço geossintético do tipo geogrelha. As sapatas consideradas no modelo experimental são sapatas corridas com uma largura de 101.6mm. O solo de fundação consiste em areia de sílica com um peso volúmico seco de 17.14 kN/m^3 e um ângulo de resistência ao corte 40.3° . As camadas de reforço geossintético foram colocadas à profundidade $d/B = 0.375$, valor igualmente adoptado para o espaçamento entre as mesmas. É adoptada uma largura de reforço $b/B = 10.75$. No presente caso e para efeitos de comparação, apenas se considera uma camada de reforço e como tal o último parâmetro geométrico referido não é relevante na presente análise. A força de cedência do reforço geogrelha é de 182 kN/m. O gráfico representado na Figura 5.25 demonstra de que forma o valor obtido para o acréscimo da capacidade resistente de uma fundação superficial, considerando apenas uma camada de reforço em Khing *et al.* (1993), enquadra-se nos valores obtidos no âmbito da presente dissertação. Tendo em conta a profundidade do reforço assim como o ângulo de resistência ao corte do solo de fundação considerados no ensaio laboratorial anteriormente descrito, esta

comparação foi realizada com base nos valores obtidos na presente dissertação considerando um ângulo de resistência ao corte 40° e as profundidades de reforço $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$.

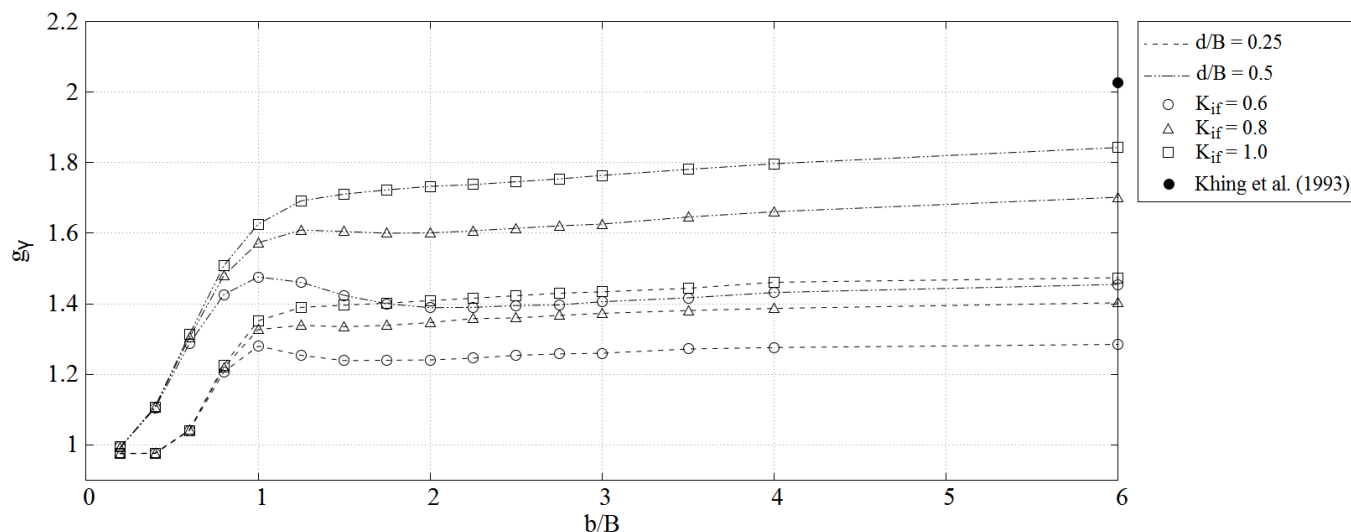


Figura 5.25 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Khing et al. (1993), considerando solo com comportamento drenado, $\phi' = 40^\circ$, $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$

Pode-se observar na Figura 5.25 que o valor obtido no modelo experimental é ligeiramente superior ao obtido na presente análise, considerando um coeficiente de interface 1 e a profundidade $d/B = 0.5$. Considerando $d/B = 0.5$, os valores divergem significativamente independentemente do coeficiente de interface.

Realizando uma modelação numérica do ensaio realizado por Khing *et al.* (1993), admitindo a profundidade $d/B = 0.375$, uma largura de reforço $b/B = 10.75$ e as mesmas características mecânicas que os materiais envolvidos nos ensaios laboratoriais, foi possível obter os seguintes resultados sumarizados na Tabela 5.15. Foram novamente considerados diferentes coeficientes de interface no modelo numérico e é apresentado um erro relativo ao valor obtido pelos autores.

Volta-se novamente a observar que os valores obtidos no modelo numérico demonstram uma maior correlação com aqueles obtidos no modelo experimental quando se considera um coeficiente de interface 1, apresentando um erro relativo de aproximadamente 1%. Esta conclusão corresponde à anteriormente retirada da análise da Figura 5.25, no sentido em que este coeficiente de interface é o que proporciona valores mais satisfatórios na modelação deste ensaio.

Tabela 5.15 Comparação com modelo experimental de Khing *et al.* (1993)

Coefficiente de interface	Coefficiente de influência do reforço	Erro relativo
K_{if}	g_{nd}	%
0.2	0.93	-54.98
0.4	1.35	-34.40
0.6	1.53	-25.94
0.8	1.90	-7.64
1.0	2.04	-1.13

Em Das *et al.* (1994) realizaram-se ensaios laboratoriais de forma a estudar a capacidade resistente de uma fundação superficial assente num solo de fundação arenoso, reforçado com reforço geossintético do tipo geogrelha. A sapata corrida presente neste modelo experimental é do tipo corrida, com uma largura de 76.2mm. A areia utilizada como solo de fundação tem uma densidade relativa de 70%, densidade na qual este material tem um ângulo de resistência ao corte 41° e um peso volúmico seco de 17.14 kN/m^3 . As camadas de reforço geossintético foram colocadas à profundidade $d/B = 0.333$, valor igualmente adoptado para o espaçamento entre as mesmas. A força de cedência do reforço geogrelha é de 182 kN/m . O gráfico representado na Figura 5.26 demonstra de que forma o valor obtido para o acréscimo da capacidade resistente de uma fundação superficial, considerando apenas uma camada de reforço em Das *et al.* (1994), se enquadra nos valores obtidos no âmbito da presente dissertação. Tendo em conta a profundidade do reforço assim como o ângulo de resistência ao corte do solo de fundação considerados no ensaio laboratorial anteriormente descrito, esta comparação foi realizada com base nos valores obtidos na presente dissertação considerando um ângulo de resistência ao corte 40° e as profundidades de reforço $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$.

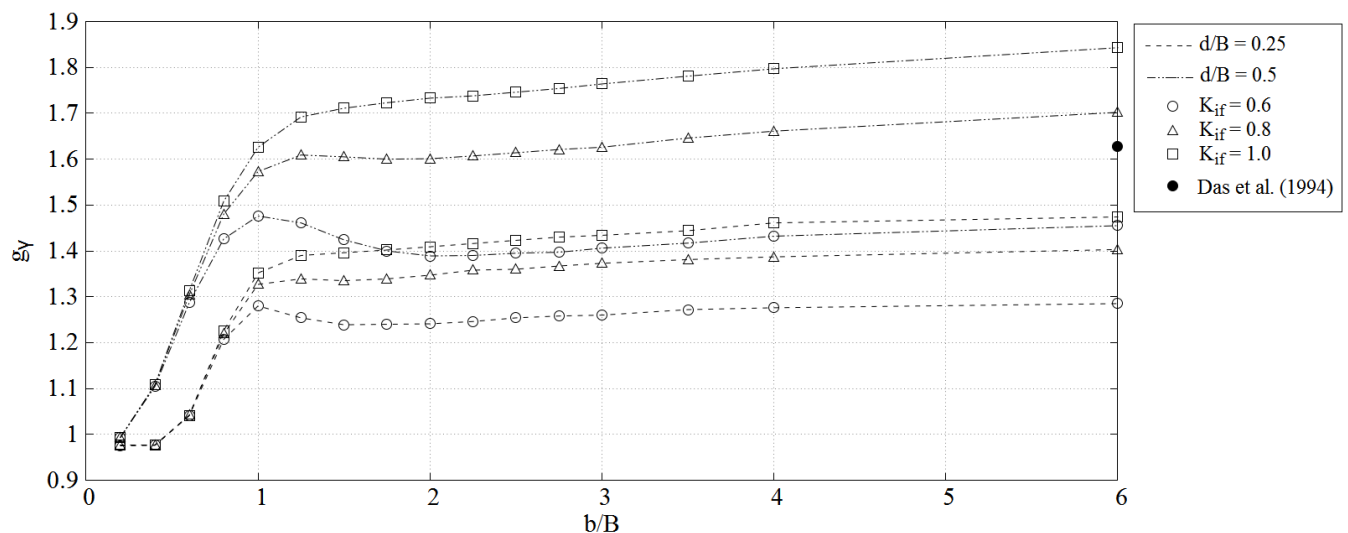


Figura 5.26 Análise comparativa entre valores obtidos no presente estudo e resultado obtido em Das *et al.* (1994), considerando solo com comportamento drenado, $\phi' = 40^\circ$, $d/B = 0.25$ e $d/B = 0.5$

Pode-se observar na Figura 5.26 que o valor obtido no modelo experimental corresponde àquele obtido na presente análise considerando um coeficiente de interface entre 0.6 e 0.8 e uma profundidade do reforço $d/B = 0.5$. Considerando $d/B = 0.25$, os valores divergem significativamente independentemente do coeficiente de interface.

Realizando uma modelação numérica do ensaio realizado por Das *et al.* (1994), admitindo a profundidade $d/B = 0.333$, uma largura de reforço $b/B = 10$ e as mesmas características mecânicas que os materiais envolvidos nos ensaios laboratoriais, foi possível obter os seguintes resultados sumarizados na Tabela 5.16. Foram novamente considerados diferentes coeficientes de interface no modelo numérico e é apresentado um erro relativo ao valor obtido pelos autores.

Neste caso, ao contrário do que se observou na Figura 5.26 e fazendo uma simulação rigorosa dos parâmetros geométricos e mecânicos admitidos em Das *et al.* (1994), os coeficientes de interface 0.8 e 1 são os que proporcionam valores mais satisfatórios na modelação deste ensaio, apresentando um erro relativo de aproximadamente 3% para ambos os casos.

Tabela 5.16 Comparação com modelo experimental de Das *et al.* (1994)

Coeficiente de interface	Coeficiente de influência do reforço	Erro relativo
K_{if}	g_{nd}	%
0.2	0.86	-48.58
0.4	1.20	-28.66
0.6	1.33	-20.60
0.8	1.62	-3.21
1.0	1.72	2.85

Huang e Tatsuoka (1990) realizaram ensaios laboratoriais de forma a estudar a capacidade resistente de uma fundação superficial assente num solo de fundação arenoso, reforçado com tiras de bronze fosforoso com uma largura de 3mm e uma espessura de 0.5mm. O módulo de elasticidade e a força de cedência das tiras de bronze fosforoso são de 122 Gpa e 350 kN, respectivamente. A fundação superficial deste modelo experimental tratou-se de uma sapata corrida com uma largura de 100mm. O solo de fundação utilizado consistiu numa areia com um peso volúmico seco entre 15.40 kN/m^3 e 15.54 kN/m^3 e um ângulo de resistência ao corte entre 48.4° e 50.4° . As camadas de reforço foram colocadas à profundidade $d/B = 0.3$, valor igualmente adoptado para o espaçamento entre as mesmas. Foi adoptada uma largura do reforço $b/B = 6$. Foram uniformemente colocadas 24 tiras de bronze fosforoso de forma a constituir uma camada de reforço. A força de cedência do reforço resultante é de 10.980 kN/m.

Derivado do ângulo de resistência ao corte do solo utilizado em Huang e Tatsuoka (1990) ser significativamente maior que aqueles utilizados no presente trabalho, não se justifica realizar uma comparação entre os valores obtidos no âmbito da proposta de um coeficiente de influência de reforço e aquele obtido pelos autores referidos. Deste modo é apenas realizada a modelação numérica do ensaio realizado por Huang e Tatsuoka (1990), admitindo a profundidade $d/B = 0.3$, uma largura de reforço $b/B = 6$ e as mesmas características mecânicas que os materiais envolvidos nos ensaios laboratoriais. Foi assim possível obter os seguintes resultados sumarizados na Tabela 5.17. Foram novamente considerados diferentes coeficientes de interface no modelo numérico e é apresentado um erro relativo ao valor obtido pelos autores.

Conforme se constatou em todas as análises comparativas descritas anteriormente, mais uma vez os valores obtidos com recurso ao modelo numérico de elementos finitos demonstram uma maior correlação com aqueles obtidos no modelo experimental quando se considera um coeficiente de interface 1, apresentando um erro relativo de aproximadamente 4% para este caso.

Tabela 5.17 Comparação com modelo experimental de Huang e Tatsuoka (1990)

Coeficiente de interface K_{if}	Coeficiente de influência do reforço g_{nd}	Erro relativo %
0.2	1.05	-24.84
0.4	1.20	-14.43
0.6	1.24	-11.02
0.8	1.28	-8.46
1.0	1.35	-3.77

5.5 Conclusões

Das análises comparativas realizadas no subcapítulo anterior chegou-se à conclusão que os resultados das análises à sapata apontam para coeficientes de interface superiores aos do ensaio do arrancamento.

Através dos diversos cálculos realizados e análise dos respectivos erros relativos aos valores obtidos nos estudos existentes, o coeficiente de interface 1 é o que aparenta possibilitar uma modelação mais aproximada da real. Em determinadas análises comparativas anteriormente realizadas, o coeficiente de interface 0.8 também permitiu uma boa aproximação dos valores obtidos pelos diversos autores. No entanto, é o coeficiente 1 que apresenta em todas as análises um erro relativo inferior a 5%, reforçando esta conclusão.

Tendo isto em conta, encontram-se sumarizados nas Tabelas 5.18, 5.19 e 5.20 os valores obtidos ao longo desta dissertação, no âmbito da proposta para um coeficiente de influência do reforço na capacidade resistente de uma sapata, considerando coeficientes de interface 0.8 e 1 atendendo ao concluído neste subcapítulo. Primeiramente são apresentados os resultados considerando um solo de fundação com comportamento não drenado.

Tabela 5.18 Valores de g_{cu} considerando solo com comportamento não drenado, $K_{if} = 0.8$ e

$K_{if} = 1$						
Largura do reforço	Profundidade do reforço					
	$d/B = 0$		$d/B = 0.25$		$d/B = 0.5$	
	Coeficiente de interface					
b/B	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1.0$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1.0$	$K_{if} = 0.8$	$K_{if} = 1.0$
0.2	0.999	0.999	1.000	1.000	1.004	1.004
0.4	0.999	0.999	0.999	0.999	1.013	1.013
0.6	1.002	1.003	1.000	1.000	1.021	1.022
0.8	1.022	1.024	0.999	0.999	1.019	1.026
1.0	1.044	1.050	1.009	1.011	1.011	1.027
1.25	1.065	1.079	1.040	1.049	1.004	1.027
1.5	1.084	1.102	1.069	1.079	1.002	1.027
1.75	1.102	1.122	1.085	1.094	1.002	1.027
2	1.116	1.134	1.095	1.106	1.002	1.027
2.25	1.118	1.136	1.105	1.115	1.002	1.027
2.5	1.118	1.137	1.109	1.119	1.002	1.027
2.75	1.119	1.138	1.109	1.120	1.002	1.027
3	1.119	1.138	1.109	1.120	1.002	1.027
3.5	1.119	1.138	1.109	1.120	1.002	1.027
4	1.119	1.138	1.109	1.120	1.002	1.027
6	1.119	1.138	1.109	1.120	1.002	1.027

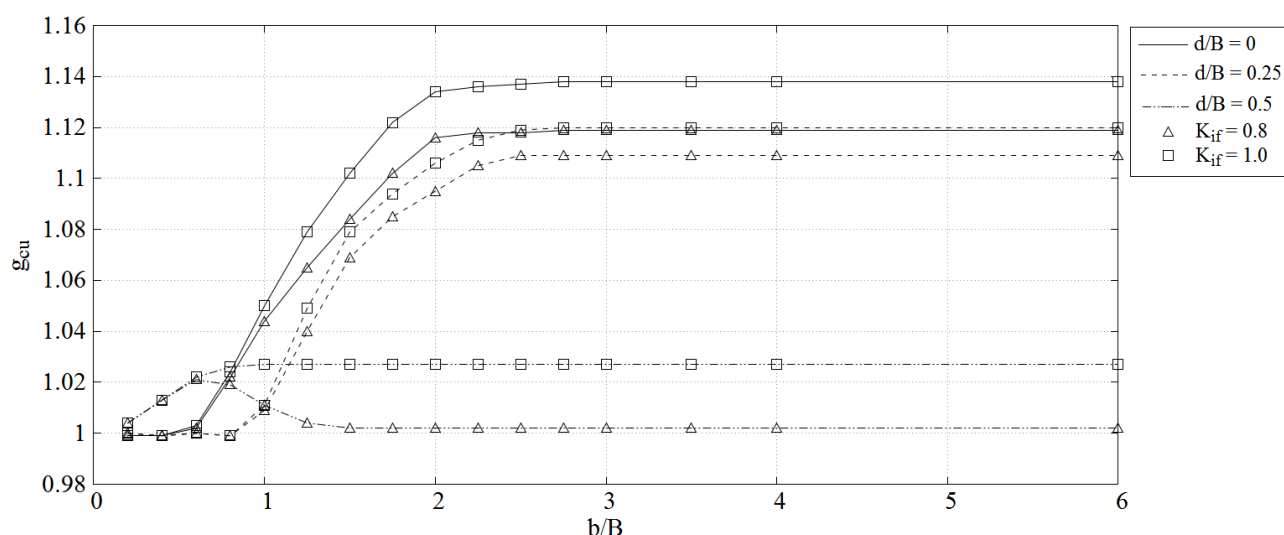


Figura 5.27 Valores de g_{cu} considerando solo com comportamento não drenado, $K_{if} = 0.8$ e $K_{if} = 1$

Observando a Figura 5.27 representativa dos valores sumarizados na Tabela 5.18 pode-se chegar à conclusão que para solos com comportamento não drenado a inclusão de um elemento de reforço provoca um melhoramento da capacidade resistente da fundação mais notória, quando este é colocado à superfície. Este ganho de resistência ocorre até à largura de reforço $b/B = 2$, a partir da qual se mantém constante.

Nota-se igualmente um melhoramento da capacidade resistente da sapata considerando o reforço à profundidade $d/B = 0.25$, no entanto, menos notório do que quando se considera o reforço à superfície. De igual forma, pode-se observar um patamar de estabilização do coeficiente de influência do reforço, tal como acontece no caso anterior. No entanto, neste caso a estabilização parece ocorrer para a largura de reforço $b/B = 2.5$.

A inclusão de um elemento de reforço à profundidade $d/B = 0.5$, tal como anteriormente mencionado, não se traduz num melhoramento significativo da capacidade resistente da sapata independentemente do coeficiente de interface adoptado.

De seguida são apresentados os resultados considerando um solo de fundação com comportamento drenado. De novo, estes valores são referentes aos coeficientes de interface 0.8 e 1.

Tabela 5.19 Valores de g_y considerando solo com comportamento drenado e $K_{if} = 0.8$

Coeficiente da influência de elemento de reforço, g_r									
Largura do reforço	Profundidade do reforço								
	$d/B = 0$			$d/B = 0.25$			$d/B = 0.5$		
	Ângulo de resistência ao corte ϕ' (°)								
	b/B	20°	30°	40°	20°	30°	40°	20°	30°
0.2	0.954	0.963	0.979	0.991	0.966	0.976	0.947	0.976	0.993
0.4	0.965	0.988	0.978	1.098	1.011	0.977	0.948	1.028	1.107
0.6	0.984	1.015	0.978	1.185	1.148	1.042	0.947	1.096	1.304
0.8	1.033	1.078	0.982	1.202	1.287	1.219	0.943	1.143	1.480
1.0	1.123	1.116	1.083	1.172	1.335	1.327	0.930	1.134	1.573
1.25	1.167	1.127	1.095	1.149	1.337	1.339	0.918	1.103	1.609
1.5	1.181	1.132	1.100	1.149	1.344	1.335	0.911	1.086	1.605
1.75	1.180	1.136	1.101	1.153	1.355	1.339	0.912	1.081	1.600
2	1.184	1.138	1.105	1.151	1.365	1.347	0.910	1.080	1.601
2.25	1.188	1.143	1.107	1.156	1.377	1.358	0.910	1.081	1.607
2.5	1.192	1.143	1.110	1.151	1.386	1.360	0.914	1.081	1.614
2.75	1.195	1.146	1.108	1.152	1.394	1.367	0.911	1.080	1.621
3	1.194	1.146	1.111	1.157	1.404	1.373	0.910	1.080	1.626
3.5	1.195	1.148	1.112	1.156	1.408	1.381	0.911	1.079	1.646
4	1.192	1.150	1.116	1.153	1.411	1.387	0.911	1.082	1.661
6	1.190	1.155	1.119	1.152	1.408	1.403	0.910	1.080	1.702

Tabela 5.20 Valores de g_y considerando solo com comportamento drenado e $K_{if} = 1$

Coeficiente da influência de elemento de reforço, g_y									
Largura do reforço b/B	Profundidade do reforço								
	$d/B = 0$			$d/B = 0.25$			$d/B = 0.5$		
	Ângulo de resistência ao corte ϕ' (°)								
	20°	30°	40°	20°	30°	40°	20°	30°	40°
0.2	0.954	0.963	0.979	1.000	0.966	0.977	0.947	0.976	0.994
0.4	0.982	0.999	0.979	1.112	1.011	0.977	0.948	1.029	1.108
0.6	1.030	1.050	0.979	1.239	1.153	1.041	0.947	1.100	1.313
0.8	1.133	1.109	0.982	1.346	1.308	1.226	0.949	1.167	1.508
1.0	1.182	1.128	1.093	1.412	1.382	1.352	0.952	1.194	1.626
1.25	1.204	1.143	1.106	1.349	1.404	1.390	0.948	1.200	1.692
1.5	1.220	1.151	1.113	1.346	1.417	1.396	0.948	1.200	1.711
1.75	1.219	1.156	1.116	1.344	1.429	1.402	0.948	1.200	1.723
2	1.226	1.161	1.118	1.343	1.441	1.409	0.952	1.201	1.733
2.25	1.230	1.162	1.120	1.343	1.453	1.416	0.950	1.200	1.738
2.5	1.231	1.165	1.123	1.342	1.464	1.423	0.948	1.200	1.746
2.75	1.237	1.166	1.124	1.342	1.474	1.430	0.948	1.199	1.754
3	1.239	1.172	1.126	1.342	1.479	1.434	0.946	1.200	1.764
3.5	1.236	1.172	1.126	1.342	1.489	1.444	0.945	1.195	1.781
4	1.233	1.177	1.129	1.342	1.493	1.461	0.948	1.201	1.797
6	1.237	1.180	1.135	1.342	1.493	1.474	0.948	1.200	1.843

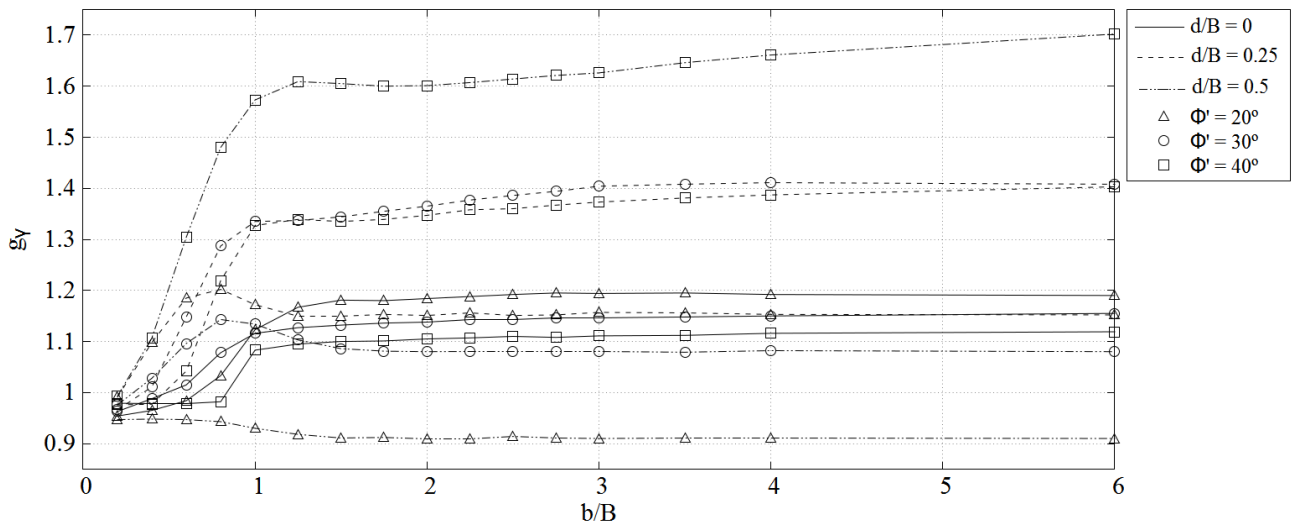


Figura 5.28 Valores de g_y considerando solo com comportamento drenado e $K_{if} = 0.8$

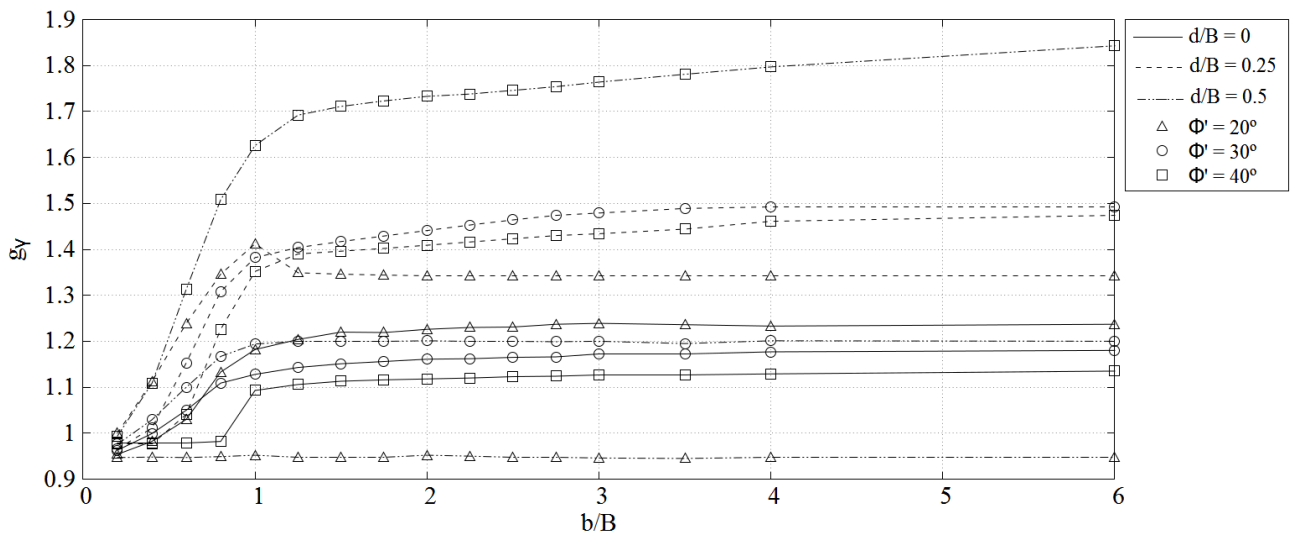


Figura 5.29 Valores de g_y considerando solo com comportamento drenado e $K_{if} = 1$

Observando a Figura 5.29 e Figura 5.28, podem-se chegar a diversas conclusões relativamente à influência do reforço no melhoramento da capacidade resistente da sapata conforme se varie a profundidade do reforço ou o tipo de solo utilizado na modelação.

Para um solo de fundação com ângulo de resistência ao corte de 20° , a inclusão de um elemento de reforço no solo apresenta-se mais benéfica para o melhoramento da capacidade resistente da sapata para $d/B = 0.25$. Para $d/B = 0$, ocorre igualmente um melhoramento da capacidade resistente mas menos notório. Para ambas as profundidades anteriormente mencionadas, o patamar de estabilização do coeficiente g_y aparenta ocorrer a partir da largura $2B$. Assumindo $d/B = 0.5$, a inclusão do elemento de reforço não se revela significativo no melhoramento da capacidade resistente.

Conforme se considere um solo de fundação com ângulo de resistência ao corte de 30° , a inclusão de um elemento de reforço no solo traduz-se num melhoramento do solo mais notório

quando se assume $d/B = 0.25$. Assumindo as restantes profundidades, ocorre de igual forma um melhoramento da capacidade resistente, apesar de menos significativo. O patamar de estabilização do coeficiente g_v ocorre para a largura de reforço $1.25B$, conforme se considere o mesmo à profundidade $0.5B$. Para as restantes profundidades ocorre um acréscimo contínuo da capacidade resistente da sapata até à largura $6B$.

Nota-se ainda que considerando um solo de fundação com ângulo de resistência ao corte de 40° ocorre um melhoramento da capacidade resistente da sapata conforme se assume uma profundidade cada vez maior, até $d/B = 0.5$. Para as restantes profundidades ocorre de igual forma um melhoramento da capacidade resistente apesar de ser menos significativo. Em todas as profundidades de reforço assumidas no presente estudo observa-se que ocorre um ganho contínuo de capacidade resistente até à largura de reforço $6B$.

Pode-se observar de igual forma, que considerando $d/B = 0$ obtém-se valores mais significativos para o coeficiente de influência do reforço para solos com piores características de resistência mecânica. Conforme o solo é progressivamente melhor, menor é a influência que o reforço exerce na capacidade resistente da sapata. Considerando $d/B = 0.25$ ocorre um aumento significativo dos coeficientes de influência do reforço para todos os tipos de solo analisados, mas considerando $d/B = 0.5$ ao contrário do que se observa no caso em que se coloca o reforço à superfície o melhoramento da capacidade resistente é mais notório quanto melhores forem as características mecânicas do solo de fundação.

6 Conclusões e desenvolvimentos futuros

Na presente dissertação foi feita uma tentativa de proposta de um coeficiente de influência de reforço geossintético na expressão da capacidade resistente de uma fundação superficial solicitada por uma acção vertical e centrada, assente num solo com comportamento drenado e não drenado. Para isto recorreu-se ao programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, Mechpy, desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia, implementando numericamente o teorema cinemático. O modelo numérico foi elaborado com recurso ao programa *Gmsh*, a partir do qual foi possível gerar malhas de elementos finitos bidimensionais.

A fase inicial desta dissertação visou a validação da metodologia de modelação do elemento de reforço geossintético e respectiva interface solo-reforço, de modo a apurar se esta proporcionava uma simulação correcta do problema em estudo. De igual forma, permitiu retirar algumas conclusões relativamente à parametrização do elemento de interface.

Depois de elaborado o modelo numérico foi seguidamente implementado numa análise comparativa com um estudo existente, numa tentativa de validação do mesmo. Esta comparação permitiu não só a validação do modelo numérico, assim como a calibragem da espessura admitida para a interface solo-reforço, parâmetro geométrico que tem alguma influência sobre os resultados.

Resumidamente, referente ao caso de análise em que se considera solo com comportamento drenado a influência do reforço foi analisada para o caso particular em que se considera peso próprio e despreza-se sobrecarga sobre o terreno. Relativamente ao caso em que se considera solo com comportamento não drenado, a influência deste elemento foi analisada para a totalidade da expressão da capacidade resistente de uma fundação em termos de tensões totais. Foram realizados cálculos com o objectivo de auferir o valor dos coeficientes alvos de estudo, em função da largura do reforço, considerando diferentes profundidades do mesmo. Foram de igual forma assumidas diferentes parametrizações para a interface solo-reforço.

Os resultados foram então analisados e apresentados graficamente. Foram igualmente expostos os mecanismos de ruptura associados a determinados cálculos de maior interesse. Posteriormente os resultados obtidos foram comparados com resultados de carácter experimental de outros estudos existentes sobre o assunto, encontrados ao longo da literatura. Constatou-se que a parametrização da interface que permite uma melhor correlação entre os resultados obtidos e os resultados com recurso a ensaios laboratoriais corresponde aos casos de análise em que não houve distinção das características de resistência mecânica atribuídas ao solo e ao elemento de interface.

Foi desta forma apresentado um quadro de resultados finais e representação gráfica dos valores considerados satisfatórios para proposta do coeficiente de influência do reforço, assim como realizado um resumo conclusivo sobre o mesmo.

A proposta para futuros estudos consiste numa primeira fase na avaliação do coeficiente associado à componente da sobrecarga g_q considerando um solo com comportamento drenado e completar os estudos actuais para ângulos de atrito superiores aos analisados. Seguidamente seria interessante proceder aos cálculos em que a resistência do reforço não seja considerada “infinita”.

Finalmente, deveria proceder-se ao estudo para outros números de reforço e de outras profundidades de inclusão do mesmo.

Bibliografia

Ahrens, J. e Geveci, B. e Law, C. (2005). "Paraview: An end-user tool for large data visualization." *The Visualization Handbook*, 717.

Chakrabarty, J. (2012). *Theory of plasticity*, Butterworth-Heinemann, pp. 56-65

Chen, W. (2013). *Limit analysis and soil plasticity*, Elsevier, pp. 24-140.

Das, B. M. e Shin, E. C. e Omar, M. T. (1994). "The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid-reinforced sand and clay—a comparative study." *Geotechnical and Geological Engineering*, 12(1), pp. 1-14.

De Mello, V. F. B. (1971) "The standard penetration test." *Proc., Proceedings of the 4th PanAmerican conference on soil mechanics and foundation engineering*, pp. 1-86.

Geuzaine, C. e Remacle, J. F. (2009). "Gmsh: A 3-d finite element mesh generator with built-in pre-and post-processing facilities." *International journal for numerical methods in engineering*, 79(11), pp. 1309-31.

Guerra, N. M. C. (2012). "Análise de estruturas geotécnicas." *Sebenta de apoio à disciplina de Análise de Estruturas Geotécnicas, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FCT-UNL*, pp. 19-30.

Hansen, J. B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity." *Bulletin 28*, Copenhagen: Danish Geotechnical Institute

Hayashi, S. e Makiuchi, K. e Ochiai, H. (1994) "Testing methods for soil-geosynthetic frictional behavior-japanese standard." *Proc., Proceedings of the 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, pp. 411-14.

Hijaj, M. e Lyamin, A. V. e Sloan, S. W. (2005). "Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor $n \gamma$." *International Journal of Solids and Structures*, 42(5), pp. 1681-704.

Huang, C. e Tatsuoka, F. (1990). "Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground." *Geotextiles and Geomembranes*, 9(1), pp. 51-82.

Kačeniauskas, A. e Pacevič, R. e Bugajev, A. e Katkevičius, T. (2010). "Efficient visualization by using paraview software on balticgrid." *Information Technology and Control*, 39(2), pp. 108-15.

Khing, K. H. e Das, B. M. e Puri, V. K. e Cook, E. E. e Yen, S. C. (1993). "The bearing-capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand." *Geotextiles and Geomembranes*, 12(4), pp. 351-61.

Lopes, M. L. e Ferreira, F. e Carneiro, J. R. e Vieira, C. S. (2014). "Soil–geosynthetic inclined plane shear behavior: Influence of soil moisture content and geosynthetic type." *International Journal of Geotechnical Engineering*, 8(3), pp. 335-42.

Martin, C. M. (2005). "Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics." *Proc. IACMAG. Turin*, 441-50.

Meyerhof, G. G. (1963). "Some recent research on the bearing capacity of foundations." *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), pp. 16-26.

Michalowski, R. L. (2004). "Limit loads on reinforced foundation soils." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 130(4), pp. 381-90.

Natal, J. R. M. e Dinis, L. M. J. S. (2004). "Teoria da plasticidade." *Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto*.

NPEN1997-1 "Eurocódigo 7 - projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais."

Ochiai, H. e Otani, J. e Hayashic, S. e Hirai, T. (1996). "The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil." *Geotextiles and Geomembranes*, 14(1), pp. 19-42.

Prandtl, L. (1921). "Hauptaufsätze: Über die eindringungsfestigkeit (härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden." *ZAMM-Journal of Applied Mathematics and Mechanics/Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 1(1), pp. 15-20.

Reissner, H. "Zum erddruckproblem." *Proc., Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics*, Delft, 295-311.

Sakti, J. P. e Das, B. M. (1987). "Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers." *Transportation Research Record*(1153).

Shi, D. e Wang, F. (2013). "Pullout test studies on the interface characteristics between geogrids and soils." *Electron. J. Geotech. Eng*, 18, pp. 5405-17.

Shukla, S. K. (2002). *Geosynthetics and their applications*, Thomas Telford.

Terzaghi, K. (1944). *Theoretical soil mechanics*, Chapman And Hali, Limited John Wiler And Sons, Inc.

Vesic, A. S. "Analysis of ultimate loads of shallow foundations." *Proc., International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Pergamon, P949–51.

Vicente da Silva, M. e Antão, A. N. (2007). "A non-linear programming method approach for upper bound limit analysis." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 72(10), pp. 1192-218.